



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

TÍTULO

**"EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO, SISTEMAS
DE AISLADORES CON RESPECTO AL SISTEMA
CONVENCIONAL PARA LAS EDIFICACIONES ESENCIALES,
DEL HOSPITAL DEL CALLAO – LIMA – CALLAO 2017"**

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERÍA CIVIL

AUTOR

MAMANI QUISPE, ALFREDO

ASESOR

Mag. CARLOS MINAYA ROSARIO

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN

DISEÑO SÍSMICO Y ESTRUCTURAL

LIMA – PERÚ

2017 - I

GENERALIDADES

Título

"Evaluación del comportamiento sísmico de sistemas de aisladores con respecto al sistema convencional para las edificaciones esenciales, del hospital del Callao – Lima – Callao 2017"

Autor

Alfredo Mamani Quispe

Asesor

Nombre: Mag. Carlos Minaya Rosario

Tipo de investigación

Aplicada y Descriptivo

Línea de Investigación

Diseño Sísmico Y Estructural

Localidad

Provincia del Callao – Departamento de Lima

Duración de la investigación

15 semanas

Dedicatoria

A Dios por haberme guiado por el buen camino hacia el logro de mis metas, y a mis seres queridos que me apoyan incondicionalmente a lo largo de todo este camino de culminación de mi Proyecto de Investigación.

AGRADECIMIENTO

El autor expresa su profundo agradecimiento dirigido tanto a las personas que participaron directamente o indirectamente leyendo, opinando, corrigiendo, teniéndome paciencia, dándome ánimos, críticas constructivas, acompañándome en todo el proceso para realizar mi Proyecto de Investigación.

Al fundador de la Universidad “CÉSAR VALLEJO”, gratitud eterna y brindarme la enseñanzas necesarias para alcanzar mi meta en la carrera de ingeniería civil.

A mi asesor el Ingeniero Magister Carlos Minaya Rosario, por su experiencia científica para la formulación de mí Proyecto de Investigación.

A mis padres, por toda la comprensión, apoyo y paciencia que me han tenido a lo largo de toda mi vida, por las enseñanzas que me han dado e impulsado para poder ser una persona de bien.

A mis compañeros y amigos por guiarme en el buen camino del aprendizaje y así culminar con éxito nuestra carrera profesional afín de contribuir con el desarrollo de nuestro país y especialmente nuestra región.

EL AUTOR.

DECLARATORIA DE AUTENTICIDAD

Yo, Alfredo Mamani Quispe estudiante de la Facultad De Ingeniería de la Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, identificado con DNI N° 10683602, con la tesis titulada "**Evaluación del comportamiento sísmico, sistemas de aisladores con respecto al sistema convencional para las edificaciones esenciales, del Hospital del Callao – Lima – Callao 2017**"

Declaro bajo juramento que:

- 1) He respetado las normas internacionales de citas y referencias para las fuentes consultadas. Por tanto, la tesis no ha sido plagiada ni total ni parcialmente.
- 2) El proyecto de Investigación no se ha autoplagiado; por lo tanto, no se ha presentado con anterioridad para la obtención de algún grado académico o título profesional.
- 3) Los presentes datos son resultados reales, no son falsos, ni copiados, por tanto los resultados que se lograron en esta tesis se constituirán un aportes beneficio a la realidad investigada.

De probarse la falta de fraude (datos copiados), plagio (información sin citar), autoplagio (presentar como propio algún trabajo de investigación que ya ha sido publicado), piratería (ilegal uso de información) o falsedad (representar falsamente las ideas de otros), asumo las consecuencias y sanciones, poniéndome a derecho a la normatividad de la Universidad César Vallejo.

Los Olivos, 01 de julio del 2017.

.....
ALFREDO MAMANI QUISPE
DNI N° 10683602

PRESENTACIÓN

En cumplimiento de las normas que reglamentan el proceso de elaboración y sustentación del Proyecto de Investigación de la facultad de Ingeniería, Escuela Académica Profesional ingeniería civil de la Universidad César Vallejo, presento el trabajo dominado: "EVALUACIÓN DEL COMPORTAMIENTO SÍSMICO DE SISTEMAS DE AISLADORES CON RESPECTO AL SISTEMA CONVENCIONAL PARA LAS EDIFICACIONES ESENCIALES, DEL HOSPITAL DEL CALLAO – LIMA – CALLAO 2017".

Este estudio nace debido a los altos costos que se originan al ejecutar construcciones convencionales que pueden colapsar más rápido que un sistema estructural de aislación que soporta más movimientos sísmicos

El diseño sismo-resistente aquí tiene como función principal salvaguardar la vida, empleando métodos para un mejor aprovechamiento sísmico de las edificaciones para minimizar el colapso. Para toda estructura se tiene que preservar principalmente el continuo funcionamiento de las estructuras primordiales (hospitales y otros) para casos de emergencia, por eso el objetivo fundamental de tener funcionamiento en todo caso la estructura a innovar.

Por lo que expongo señores miembros del jurado mi investigación sea de su agrado y su evaluación merezca su aprobación.

RESUMEN

El objetivo de esta tesis fue realizar un análisis comparativo del comportamiento estructural de un edificio convencional con un edificio aislado, utilizando varios tipos de aisladores sísmicos a través de un análisis tiempo beneficio. Se evaluaron cuatro factores de desempeño, la deriva del edificio, la aceleración en el piso superior, en la base la fuerza cortante como el desplazamiento son relativo al terreno.

Este edificio analizado es de 4 pisos destinado a (edificaciones esenciales como hospital). Con un sistema estructural formado por muros cortantes, para el análisis tiempo se utilizaron 10 terremotos considerando la actuación de cuatro componentes la actuación individual (x,y) y la actuación conjunta ($xy-x$, $xy-y$) de cada terremoto. Los aisladores utilizados para este estudio fueron: High Damping Rubber Bearings (HDRB), Lead Rubber Bearings (LRB), Friction Pendulum System (FPS) Y Roll N-Cage (RNC), los tres primeros son los más usados a nivel mundial y el último es de reciente.

ABSTRACT

The objective of this thesis is to carry out a comparative analysis of the behavior of structures of a conventional building with an isolated building, using several types of seismic asolladores through a time benefit analysis. Four performance factors were evaluated: building drift, acceleration in the upper floor, shear force at the base and relative displacement to the ground.

This building is of 4 floors destined to (essential buildings like the hospital). With a structural system formed by cutting walls, for the analysis of time is used 10 earthquakes consider the performance of four components the individual performance (x.y) and the joint action (xy-x, xy-y) of each earthquake. The insulators used for this study were: High-damping rubber bearings (HDRB). Rubber lead bearings (LRB), friction pendulum system (FPS) and Roll N-Cage (RNC), the first three are the most used globally and the last of recent.

INDICE

Caratula	
Página del jurado.....	ii
Generalidades.....	iii
Dedicatoria.....	iv
Agradecimiento.....	v
Declaratoria de autenticidad.....	vi
Presentación.....	vii
Resumen.....	viii
Abstract.....	ix

Contenido

I. INTRODUCCIÓN.....	14
1.1 Realidad Problemática	14
1.2 TRABAJOS PREVIOS	19
1.3 Teorías relacionadas al tema	22
1.3.1 Fundamentación teórica.....	22
1.3.2 Tipos y comportamiento de los aisladores.....	23
1.3.3 Diseño para las consideraciones generales	28
1.3.4 Normas técnicas de diseño.....	29
1.4 Formulación del problema	31
1.4.1 Problema general	31
1.4.2 Problemas específicos	31
1.5 Justificación del estudio	32
1.6 Hipótesis	34
1.6.1 Hipótesis general	34
1.6.2 Hipótesis específicos	34
1.7 Objetivos	35
1.7.1 Objetivo General	35
1.7.2 Objetivos Específicos.....	35
II. METODO.....	39
2.1 Diseño de investigación	39
2.1.1 Tipo de investigación	39
2.1.2 Nivel de Investigación	39
2.1.3 Diseño de Estudio	39
2.2 Variables	40

2.3 Método de Análisis de Datos	40
2.4 Aspectos Éticos	41
III. ASPECTOS ADMINISTRATIVOS	43
3.1 Recursos y presupuestos	43
3.2 Financiamiento	44
3.3 Cronograma de ejecución	44
3.4 Cronograma de desarrollo de tesis	45
IV. DESARROLLO DE PROYECTO.....	47
PARTE I: ANÁLISIS ESTRUCTURAL CONVENCIONAL	47
4.1 Generalidades:	47
4.1.1 Descripción del proyecto:.....	47
4.1.2 Normas empleadas:	49
4.1.3 Especificaciones – materiales empleados:	49
4.1.4 Características y consideraciones de cimentación	50
4.1.5 ESTADOS DE CARGA:	51
4.2 Estructuración:	52
4.2.1 Estructuración de bloques:	52
4.3 Predimensionamiento:	52
4.3.1 Predimensionamiento vigas peraltadas:	52
4.3.2 Predimensionamiento de placas:	53
4.3.3 Predimensionamiento de columnas:.....	54
4.3.5 Predimensionamiento de zapatas.....	55
4.5 Análisis sísmico	58
4.5.1 Modelo estructural:.....	58
4.5.2 Normas y parámetros para el análisis sísmico	59
4.5.3 Espectros de pseudoaceleraciones de diseño	61
4.5.4 Modelos de análisis y resultados de desplazamientos	63
4.6 Análisis estatico:	64
4.6.1 Distribución de fuerza cortante en elevación	64
PARTE II: DISEÑO ESTRUCTURAL	65
4.7 Diseño de losas	65
4.7.1 Diseño por flexión	65
4.7.2 Diseño por corte	65
4.8 Diseño de vigas	72
4.9 Diseño de columnas	82
4.9.1 Diseño por flexocompresión	82
4.9.2 Diseño por corte	83
4.9.3 Requisitos especiales para elementos a flexocompresión:	84
4.10 Diseño de placas	86
4.10.1 Diseño Por Flexo Compresión	86

4.10.2 Diseño por corte	86
4.11 Diseño de cimentación	90
4.11.1 Verificación de esfuerzos en terreno de fundación.....	90
4.11.2 Diseño por punzonamiento	91
4.11.3 Diseño por cortante.....	91
4.11.4 Diseño por flexión	92
PARTE III: ANÁLISIS ESTRUCTURAL AISLADO	98
4.12 Antecedentes del proyecto.....	98
4.12.1 Normas y reglamentos usados	98
4.12.2 Características del proyecto	98
4.12.3 Características del sistema de aislamiento	98
4.13Análisis y diseño del sistema de aislamiento	99
4.13.1 Parámetros sísmicos para el diseño.....	99
4.13.2 Parámetros iniciales de la estructura aislada	101
4.13.3 Propiedades geométricas y dinámicas de aisladores y deslizadores	102
4.14Propiedades dinámicas del sistema de aislamiento	107
4.15Análisis dinámico	107
4.15.1 Modo fundamental	107
4.16 Propiedades dinámicas	108
V. DISCUSIÓN	110
VI. CONCLUSIONES	112
VII. RECOMENDACIONES.....	114
VIII. REFERENCIAS	116
IX. ANEXOS	119

INTRODUCCIÓN

I. INTRODUCCIÓN

1.1 Realidad Problemática

“Los fenómenos sísmicos son un evento natural que nos ha acompañado desde siempre y que inevitablemente nos seguirá acompañando en el futuro”.

El territorio peruano se ubica en el “Cinturón de Fuego del Pacífico”, Zona altamente volcánica y sísmica donde hay una falla geológica, por eso Las edificaciones esenciales de salud (hospitales) tienen una gran importancia debido a la gran cantidad de personas que albergan, además se deben garantizar la continuidad que estas permanezcan en pie ante la acción de un sismo de gran magnitud, porque son las destinadas a proteger a toda personas afectada y que pueden servir como refugio y lugar de concentración de los pobladores en caso de un evento sísmico.

Durante el último terremoto importante en el Perú, ocurrido en el año 2007, los edificios esenciales construidos antes del año 1997 sufrieron severos daños, sin embargo los construidos recientemente según las indicaciones, la Norma Sismorresistente Peruana para el diseño Sismo resistente (Norma Técnica de Edificaciones E-030 – 2006) No sufrieron daño, esto se debe a que en estas construcciones contaron con un correcto procedimiento constructivo, además de que las estructuras fueron concebidas sísmica y estructuralmente siguiendo los lineamientos y/o parámetros dados en dicha Norma.

Según el Capítulo I, Artículo 2 – Alcances de la Norma Técnica de Edificaciones E-030 Diseño Sismorresistente: para la norma se pone estas condiciones mínimas en las edificaciones diseñadas para lo cual se requiere que tengan un comportamiento sísmico similar a los siguientes principios estructurales:

- Eludir pérdidas de vidas humanas
- preservar la continuidad de los servicios básicos
- disminuir los daños producidos a la propiedad.

Según la Norma de Diseño Sismorresistente E-030 (año 2006) y las anteriores, en su Artículo 10 “Categoría de las Edificaciones” clasifica como Categoría “A” (Edificaciones Esenciales) dentro de los cuales están comprendidos los Hospitales etc. que a su vez son edificaciones cuya función no debería interrumpirse inmediatamente después de que ocurra un sismo, así mismo clasifica como Categoría “C” (Edificaciones Comunes), dentro de las cuales están comprendas las construcciones destinadas para viviendas, oficinas, etc. Y como es conocido que la fuerza sísmica de diseño está en función del tipo de uso de la estructura y otros parámetros como tipo de suelo, sistema estructural, masa de la estructura, etc., siendo $U=1.50$ para edificaciones esenciales y $U=1.00$ para edificaciones comunes la fuerza sísmica es más significativa para edificaciones de la categoría A, motivo por el cual el cambio de uso de las edificaciones hace más vulnerable a las mismas ante un evento sísmico.

Se han citado estos dos artículos para dar a conocer la necesidad prioritaria de que cada construcción nueva o modificación de una construcción existente pública o privada debe de cumplir con los lineamientos dados por la Norma de Diseño Sismorresistente y/o otras normas tales como la de Concreto Armado, Suelos y Cimentaciones, etc.

Se ha tomado como referencia el trabajo realizado, la cual pondremos la base del estudio de diferentes tipos de edificaciones que fueron sometidas a diferentes intensidades sísmicas en el país, elaborando tablas para alcanzar el grado de destrucción que padecerán las construcciones por ING. Kuroiwa, J. (2006)

Oviedo, R. (2003). La Investigación realizada por el ingeniero Oviedo Sarmiento, Ricardo (2003) sobre el “COMPORTAMIENTO SÍSMICA EN EDIFICACIONES DEL DISTRITO DE ICA” tiene como objetivo establecer los tipos de edificaciones de acuerdo a su comportamiento sísmico y determinar la cantidad y porcentaje de las edificaciones de mayor vulnerabilidad ante un evento sísmico, así como las zonas donde se encuentran las edificaciones de mayor vulnerabilidad y riesgo sísmico brindando una fuente de información importante sobre las características de las edificaciones educativas, la cual

servirá para la prevención y mitigación de desastres naturales en dicho distrito, así como las áreas donde se encuentran ubicadas la mayor cantidad de edificaciones educativas con mayor vulnerabilidad y riesgo sísmico. Esta información es parte de un trabajo de investigación, en el cual se estiman los daños, se presenta la probabilidad de un sismo importante en la zona de estudio, además se brindan alternativas de solución para la mitigación de la vulnerabilidad sísmica de las edificaciones educativas.

Quiun, D. (2007) Un Artículo publicado por los Ingenieros Alejandro Muñoz Peláez, Marco Tinman, sobre el “VULNERABILIDAD SÍSMICO DE EDIFICIOS PERUANOS”, se plantea la interrogante de cuan seguras son las edificaciones peruanas construidas bajo criterios sismoresistentes frente a sismos destructivos.

Loayza, C. (2003) Un estudio realizado por los ingenieros Cesar Loayza y Marcial Blondet (2003), Este investigación presenta resultados en un estudio para caracterizar la vulnerabilidad sísmica asociada a las técnicas constructivas más comunes en Lima, la ciudad capital. Se seleccionaron viviendas existentes de adobe, albañilería sin refuerzo, albañilería confinada, y concreto reforzado. La vulnerabilidad sísmica de las viviendas se evaluó estimando el daño que ocurriría en ellas durante sismos probables con varios niveles de intensidad

López, O. (2008). Un estudio realizado por Oscar A. López (2008), trata sobre los “INDICADORES DE VULNERABILIDAD SÍSMICA EN EDIFICIOS DE VENEZUELA” efectuando una revisión de los efectos de 26 terremotos ocurridos en el planeta desde 1933 pone en evidencia la elevada vulnerabilidad de las edificaciones que han provocado la pérdida de miles de vidas. En la metodología propuesta se requiere únicamente conocer tres parámetros de la estructura a efectos de estimar el índice de riesgo y el estado de daño producido; estos parámetros son el período efectivo, la fuerza cortante resistente expresada en forma adimensional como una fracción del peso del edificio y el factor de capacidad dúctil.

Gálvez, A. (2002), Del trabajo presentado por el ingeniero Adolfo Gálvez Villacorta (2002) en XVII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural organizado por la AIE – Asociación de Ingenieros Estructurales Rosario Santa Fe – Argentina trata sobre la evaluación de una estructura típica usada ampliamente en locales de la costa comparando procedimientos estáticos, dinámicos, lineales y no lineales.

PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

Se deben de tener en cuenta los siguientes conceptos básicos:

Dentro del Peligro Sísmico la probabilidad de que ocurra un período específico de tiempo y dentro de un lugar determinada, un evento sísmico de una intensidad señalada.

Se llamara comportamiento Sísmica de una estructura al grado de severidad producido debido a la ocurrencia de un movimiento sísmico de una intensidad indeterminada.

Bajo estas consideraciones se tiene lo siguiente:

Lima - Callao es una de las ciudades de mayor población en el Perú, se presentó en los últimos años un incremento de locales y/o edificaciones destinados como centro hospitalarios y clínicas, a fin de cubrir con la demanda de salud; muchas de estas edificaciones fueron construidos con los sistemas convencionales de construcción, a las que en muchos casos se le tendría haber alterado su comportamiento estructural para una mejor diseño estructural de los elementos de concreto armado (vigas, columnas, losas) a fin de cumplir con la necesidad de soportar los fenómenos naturales y con crecimiento vertical de la edificación esenciales, las edificaciones anteriores a esta norma del 2006 son más vulnerable ante un evento sísmico, y en consecuencia representa un riesgo sísmico.

Para tales estructuras de carácter importantes y/o sobre las edificaciones esenciales, como hospitales, se tiene como objetivo pronosticar el colapso estructural que no es suficiente, por lo que se sugiere preservar las estructuras

de las edificaciones y así mismo que la estructura no interrumpa sus operaciones de trabajo durante o inmediatamente después de un sismo de gran magnitud.

Se desarrollara el análisis sísmico de la estructura, teniendo en cuenta el diseño actual, Para lo cual se propondrá realizar un diseño estructural de Sistema de Muros Estructurales, el cual será relacionara con el diseño estructural que se ha propuesto anteriormente, un Sistema Dual (Pórtico-Placa) de reforzamiento de Disipadores de Fluido Viscoso, y así decidir el adecuado comportamiento de los sistemas estructurales.

Para el método de análisis estructural se diseñara las normas del RNE,
Norma E.020 (Cargas),

Norma E.030 (diseño sismo resistente)

Este método de diseño se utilizara para el sistema normal y el diseño estructural con Disipadores se hará con la Norma:

FEMA

ASCE-SEI 7-10,

Estas Normas internacionales-americanas son las que regularan nuestro diseño, por lo que en nuestro país no hay estos métodos.

La dificultad que resolveremos será: la de aumentar el comportamiento para estas edificaciones esenciales y a su vez elaborar diseños estructurales para eludir posibles perjuicios en la edificación, Por lo cual qué podríamos adicionar al sistema estructural a fin de reducir el impacto, es decir, que no presenten muchos daños, que no provoquen colapsos de la edificación ni afecten sus elementos no estructurales y contenido, salvaguardando así la función de la estructura.

El presente estudio tiene la finalidad de Evaluar el comportamiento sísmico así como determinar la vulnerabilidad sísmica de aquellas construcciones de sistemas convencionales y que debido a diferentes factores de uso, siendo los centros hospitalarios de gran importancia y seguridad.

1.2 TRABAJOS PREVIOS

Antecedentes

El tema de sistema estructurales de sistema de aislación sísmica se ha elaborado ya buen tiempo del siglo 20; para esto se viene poniendo en práctica para su desarrollo estructural durante los años su desarrollo de ha ido incrementando por su buen comportamiento estructural ante sismos que puedan dañar las edificaciones.

(Muñoz Guerra, 2010) En la tesis titulada “Análisis y Diseño de una Estructura Hospitalaria con Aisladores Sísmicos en la Ciudad de Arequipa” fijo como objetivo principal el de ilustrar el uso de un nuevo sistema de protección sísmica que sirva para complementar la filosofía del a Norma E-030 del Reglamento Nacional de Edificaciones; en este caso se tratará del uso de aislamiento sísmico de base para la protección de las construcciones, de forma más específica, por otro lado este trabajo busca exponer los beneficios del uso de aislamiento sísmico en estructuras esenciales de gran importancia.

(Allauca 2006, Pg.2) En la tesis titulada “Desempeño Sísmico de un Edificio Aporticado de Cinco Pisos Diseñado con las Normas Peruanas de Edificaciones”.

Fijo como objetivos: La evaluación del desempeño sismo resistente de un edificio aporticado de 5 pisos diseñado con las normas peruanas y recopilación de trabajos similares con edificios de 3, 4, 6 y 7 pisos[Ortiz y Rivas 2006, Navarro y Fernández 2006] para poder establecer posibles tendencias en el comportamiento general esperado de este tipo de estructuras.

La Metodología: Evaluación del desempeño hecho del Comité VISIÓN del SEAOC [SEAOC, 1995] y la descripción no lineal y espectros basados en espectros de demanda-capacidad.

Así se obtuvo los resultados: Las conclusiones de este trabajo muestran de inmediato la rigidez (control de desplazamientos laterales) que conducen a estructuras aporticadas con dimensiones importante de columnas.

Los procedimientos del análisis inelástico demanda-capacidad señalan que las estructuras a porticados, con las características señaladas y diseñados con las normas técnicas peruanas tendrán un desempeño prácticamente elástico como para sismos frecuentes en la costa nacional.

Finalmente fija como conclusión: Los resultados muestran concluir, en particular este trabajo, que con las normas técnicas peruanas vigentes llevan a edificios a porticados que tendrían un adecuado desempeño sísmico resistente, pero es importante señalar que las normas técnicas peruanas redirigen a diseñar estructuras rígidos como vigas y placas.

(Gálvez Chunas, 2011) En la tesis titulada “Evaluación del Desempeño Sismorresistente Usando Análisis No Lineal en el Tiempo” Tesis para obtener el Título en Ingeniería Civil fijo como objetivo determinar el estudio de un procedimiento para evaluar el desempeño de edificaciones usando técnicas No Lineales Tiempo Historia con solicitaciones sísmicas incrementales y también se evaluará el desempeño de un edificio escolar peruano, típico, ubicado en la zona costera. Lo cual tuvieron como conclusiones que El análisis no lineal es un procedimiento mucho más tedioso, pero que brinda información más certera para predecir la respuesta estructural y verificar el diseño. Sin embargo el análisis tiempo historia no lineal y la verificación basada en desempeño aún debe recorrer un camino largo

En el año 1978 se edificó el viaducto de Toe en North Island, Nueva Zelanda. Fue inaugurada este tipo de estructura con aisladores sísmicos diseñados con intercaladas capas de caucho y acero con un núcleo de plomo en la parte central y así lograr disipar la energía. Estos tipos de aisladores se denominan LRB (Lead Rubber Bearing) y su utilización es muy requerida.

(Donobhan Presichi, 2007) En la tesis titulada “Aplicación de los métodos estático y dinámico modal para el diseño sísmico de edificios con disipadores de energía” para obtener el grado de Maestro en Ingeniería Civil; fijó como objetivo principal aprovechar al máximo la capacidad de las estructuras sismorresistentes, según el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal (RCDF-2004) permite que estas incursionen en su intervalo de

comportamiento inelástico; lo cual, esto implica que se acepte cierto nivel de daño estructural que, en el caso de sismos intensos, puede llevar a reparaciones costosas por lo que en esta tesis se utilizan disipadores de energía que se basan en la deformación plástica del acero, por lo que enseguida se hace una breve revisión de los más conocidos y utilizados en México. Y se concluye con lo siguiente, la ventaja de los métodos aquí aplicados es que toman como base los espectros. Esto hace que los ingenieros que están acostumbrados a usar otro método no tengan que seguir un procedimiento complejo cuando diseñen edificios con disipadores de energía, sino que solamente apliquen factores de reducción a las ordenadas espectrales por la presencia de los disipadores.

1.3 Teorías relacionadas al tema

1.3.1 Fundamentación teórica.

Sobre el uso de aisladores, anterior al terremoto de Kobe (1995) existían 80 edificaciones aislados en Japón. El buen comportamiento que obtuvieron las estructuras aisladas en Kobe se logró que el uso de aisladores sísmicos se aumentara abruptamente: paulatinamente se construyó veinte edificios mensual. Para 1998 ya había 600 edificios aislados. En la Figura, se observa la cantidad de edificios aislados durante los años 1985 y 2000. Se ve la tendencia exponencial del uso de protección de éstos dispositivos de protección sísmica que se examina durante las últimas décadas.

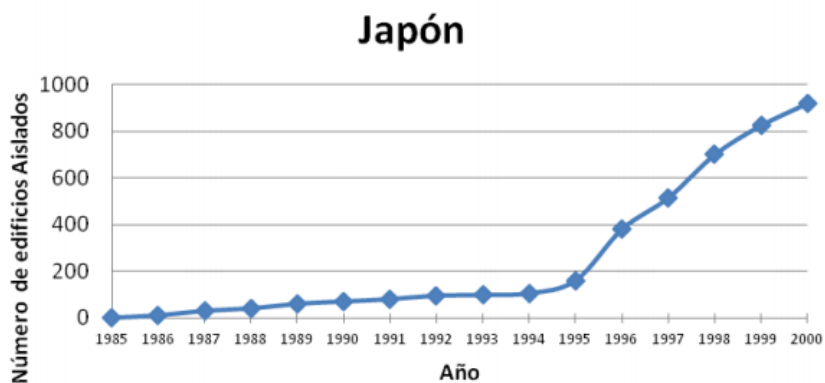


Figura 3.1.a- Número de edificios aislados en Japón hasta el año 2000

sobre diversos tipos de sistemas de aislación basal, encontraremos características únicas en cuanto a sus mecanismos de acción, materiales que lo componen, costos de implementación, se hicieron estudios teóricos y tipos de estructuras donde se requiere más conveniente usar. Estos sistemas logran un el mismo fin, separar la estructura del movimiento del suelo, para este trabajo de tesis se estudiara estos sistemas de aislación:

1.3.2 Tipos y comportamiento de los aisladores

En cuanto a otros mecanismos que combinan las características tanto de los aisladores elastoméricos y friccionales, por lo tanto entendiendo los principios de éstos, será más fácil comprender los mecanismos de acción de otras estructuras, ya que tienen un fundamento iguales.

Los sistemas suelen aumentar considerablemente el nivel de seguridad para la estructura, las personas y la operatividad después de un sismo.

Según (Korswagen Eguren, y otros, 2012) el sistema de aislación en edificaciones consiste en colocar una base flexible entre el suelo y la estructura de forma que se reduzcan considerablemente las solicitaciones sísmicas a las que ésta estaría sometida verticalmente. Para lo cual se optaría por un diseño con un factor de reducción de fuerza sísmica menor y tener como resultado una edificación que no sufrirá daños y permanecerá totalmente operativa durante y después de un evento sísmico.

La fuerza generada en cada disipador viscoso se caracteriza por la siguiente ecuación: $F = CV^2$

Dónde: F: Fuerza en el disipador.

C: Constante de Amortiguamiento.

V: Velocidad relativa en el amortiguador.

α : Coeficiente que varía entre 0.4 y 0.6 para edificaciones.

AISLADOR ELASTOMÉRICO.

Los sistemas de aisladores elastoméricos se conforman por un grupo de láminas de elastómeros en capas de acero intercaladas. A su vez son vulcanizadas con una sección circular o cuadrada la cual le dan la flexibilidad lateral logrando permitir los desplazamientos horizontales relativos con la estructura aislada apoyados al suelo.

(Corporación de desarrollo tecnológico, 2011) sostiene; Los HDRB son aisladores elastoméricos cuya fabricación en láminas de elastómeros son elaborados adicionando elementos como carbón, aceites y resinas, con la finalidad de tener un mejor amortiguamiento de la goma hasta niveles cercanos al 10-15%.

Los sistemas de aisladores tipo HDRB tienen mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDRB y LRB. A su vez, los aisladores HDRB tienen una mayor rigidez en los primeros ciclos de carga, por lo que se estabiliza luego del tercer ciclo de carga,. Así que al igual que los dispositivos tipo LRB, combinan la flexibilidad y disipación de energía combinando en un elemento.

A. E. DE BAJO AMORTIGUAMIENTO (LDRB).

Este sistema de aislación son simples en cuanto a los aisladores elastoméricos. Los sistemas tipo LDRB tienen bajo amortiguamiento (2-5% como máximo), por eso se emplea en conjunto con disipadores de energía que tienen mejor amortiguamiento adicional al sistema. Estos dispositivos tienen la ventaja de ser fabricados fácilmente. La Figura siguiente muestra una vista de un corte de un aislador tipo LDRB elastomérico.



Figura 1: Placas interiores de Acero Norma ASTM A36

A. E. CON NÚCLEO DE PLOMO. (LRB) Lead Rubber Bearing

Los aisladores con núcleo de plomo (**LRB**) son aisladores elastoméricos similares a los LDRB pero poseen un núcleo de plomo, ubicado en el centro del aislador, que permite aumentar el nivel de amortiguamiento del sistema hasta niveles cercanos al 25-30%. Al deformarse lateralmente el aislador durante la acción de un sismo, el núcleo de plomo fluye, incurriendo en deformaciones plásticas, y disipa energía en forma de calor. Al término de la acción sísmica, la goma del aislador retorna la estructura a su posición original, mientras el núcleo de plomo recristaliza. De esta forma el sistema queda listo para un nuevo evento sísmico. La Figura X muestra los componentes de un aislador elastomérico tipo LRB.

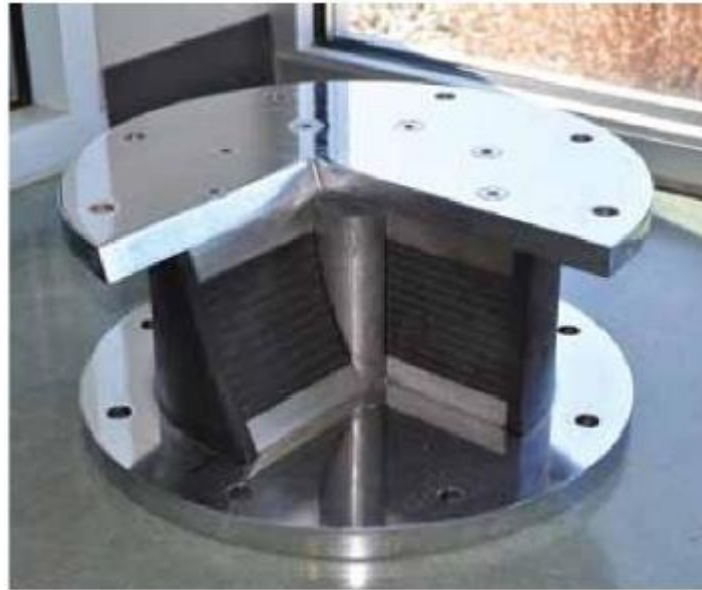


Figura 2: Aislador sin núcleo Plomo

A. E. DE ALTO AMORTIGUAMIENTO (HDRB).

Los HDRB son aisladores elastoméricos cuyas láminas de elastómeros son fabricados adicionando elementos como carbón, aceites y resinas con el fin de aumentar el amortiguamiento de la goma hasta niveles cercanos al 10 y 15%.

Los aisladores tipo HDRB presentan mayor sensibilidad a cambios de temperatura y frecuencia que los aisladores tipo LDRB y LRB. A su vez, los aisladores HDRB presentan una mayor rigidez para los primeros ciclos de carga, que generalmente se estabiliza luego del tercer ciclo de carga. Estos dispositivos, al igual que los dispositivos tipo LRB, combinan la flexibilidad y disipación de energía en un solo elemento, con la característica de ser, relativamente, de fácil fabricación.

AISLADORES DESLIZANTES

Con aisladores deslizantes o también llamados deslizadores friccionales presentan una superficie de deslizamiento, típicamente de acero inoxidable, en la cual se desliza una placa de acero revestida de Politetra Fluoro Etileno(PTFE) en la cual soportara la estructura.

La superficie de deslizamiento permitirá el movimiento horizontal de la estructura de un modo unilateral al suelo.

Chávez (2011, p.3) dice que los sismos podemos representarlos con las lecturas de los registros de aceleración del suelo. Estos registros son función con la ubicación (tipo de suelo) del equipo, de la distancia a la fuente, el acercamiento de las ondas y también de los contenidos de frecuencia originados por la fuente sísmica. Para ello los registros sísmicos deben separarse para analizar una estructura, dicho de otro modo, los registros deben de ser representativos en sus contenidos de frecuencia, tipo de suelo y distancia a la falla, del peligro sísmico que nuestra estructura va a tener.

Las aceleraciones tienen un registro que cambian radicalmente por la ubicación y el tipo de suelo. Es por ello que la estructura analizada debe contar con registros que presenten las aceleraciones para la ubicación y el tipo de suelo de la estructura..

1.3.3 Diseño para las consideraciones generales

Los parámetros que se tiene en el diseño se tiene que tomar en cuenta un análisis estático o uno dinámico. El análisis estático es muy restringido pues para su empleacion existen muchas condiciones que limitan su aplicación en todo el sistema; en cambio, el análisis dinámico puede ser realizado en cualquier estructura.

Por otro lado también nos comenta (Korswagen Eguren, y otros, 2012) que en Estados Unidos el proceso de la elaboración de códigos que incluyeran pautas para el diseño con aisladores sísmicos empezó con una simple publicación de la Asociación de Ingenieros estructurales del Norte de California llamada “Tentative Seismic Isolation Design Requirements” (SEAOC 1986), la cual, se basaba principalmente en el diseño con métodos estáticos.

La norma ASCE 7-10 en su capítulo 18(requerimientos de diseño sísmico para estructuras con sistemas de disipación) plantea 4 procedimientos para el análisis de estructuras provistas de disipadores.) Procedimientos no lineales
Análisis de la respuesta No-Lineal Tiempo-Historia. Análisis No-lineal estático.
) Procedimientos lineales Análisis de la respuesta espectral. Análisis de fuerza lateral equivalente. En nuestro país el procedimiento de análisis para una estructura provista de disipadores de energía se ha fijado hacia el empleo del análisis de la respuesta no-lineal tiempo-historia

Los registros sísmicos deberán ser escalados a un espectro de diseño (donde el valor de R sea igual a 1) tal como lo señala la norma peruana sismorresistente; los valores que se tomen para el cálculo de las propiedades del sistema de disipación serán aquellos que se ajusten más al espectro de diseño (considerando una variación máxima de 1.5 ‰ entre las derivas obtenidas del análisis tiempo historia y del análisis con el espectro de diseño)

1.3.4 Normas técnicas de diseño

CODIGOS DE DISEÑO

Para el análisis sísmico se tomará en cuenta las normas establecidas en el RNE, Norma E.020 (Cargas), Norma E.030 (diseño sismo resistente), estas normas serán utilizadas para el diseño del Sistema Tradicional y para el diseño estructural con Disipadores de Fluido Viscoso se trabajará con las Normas del Federal Emergency Management Agency (**FEMA y ASCE-SEI 7-10**), Normas americanas ya que en la actualidad Perú aún no cuenta con normas establecidas para el diseño estructural para Disipadores de Fluido Viscoso.

Las siguientes disposiciones del Reglamentos y Normas Nacionales e Internacionales son :

El FEMA dispone dos métodos para el análisis y diseño de estructuras aisladas: uno es un método estático denominado “procedimiento de la fuerza lateral equivalente” y se basa en el desplazamiento de un sistema de un grado de libertad con una rigidez efectiva. Por lo que ofrece al sistema de aislación un desplazamiento en cuestión.

El diseño de la superestructura deberá efectuar de igual forma que un edificio convencional, teniendo en cuenta que su modelo sea el adecuado para la correcta distribución de esfuerzos y deformaciones en sus elementos (NCh2745, 2013).

Uniform Building Code 1997, Capítulo 16, aquí se presentan 2 procedimientos para el análisis y diseño de estructuras con aisladores sísmicos: el primero, un análisis estático que se encuentra restringido por restricciones como la altura y regularidad de la estructura; el segundo, un análisis dinámico que abarca el análisis de respuesta espectral, el análisis con el espectro de diseño de la zona en donde se construirá y el análisis tiempo-historia

Norma Chilena NCh2745-2003 La norma Chilena NCh2745 es el resultado de la adaptación del código UBC del año 1997 y su compatibilización con la norma chilena NCh433 del 1996. Esta norma tiene los requisitos para realizar el análisis y diseño de edificios con aislación sísmica, el diseño de los elementos no estructurales y los ensayos solicitados para el sistema de aislaciones.

En los distintos modelos bilineales existentes es el más conservador y a su vez el más sencillo, por ello es el más usual dentro del diseño. Para su estudio del comportamiento inelástico éste modelo no es recurrente, puesto que omite el endurecimiento del acero. (Aguiar Falconi 2004)

1.4 Formulación del problema

Debido a la realidad problemática que afronta las edificaciones de hoy en día con respecto al déficit de los sistemas estructurales que soporten los sismos posteriores se proveerá un planteamiento al problema general:

1.4.1 Problema general

¿Cuáles son beneficios de los sistemas de aislación para la edificación importante y que problemas están surgiendo debido a esto en la provincia de Callao – Departamento de Lima?

1.4.2 Problemas específicos

¿De qué manera se reduciría los movimientos sísmicos con los sistemas de aislación en las edificaciones importantes en el distrito del callao?

¿Qué soluciones se proponen para que las edificaciones no sean tan vulnerables a los sismos y así para brindar estructuras de calidad que soporten fuertes movimientos sísmicos?

Cabe mencionar que la investigación tratara de presentar una posible solución a los problemas que afronta dichos problemas y así disminuir el colapso de las edificaciones importantes para la población en caso de desastres naturales.

1.5 Justificación del estudio

La investigación científica debe aportar formas de soluciones a las necesidades de la población afectada, mediante el cumplimiento de normas establecidas en el país, y así mejorar la calidad de vida hacia un futuro de los mismos habitantes.

Se justifica la presente Investigación porque:

Solo Se han realizado estudios de vulnerabilidad y control sísmico de construcciones estructurales y muchos de ellos como consecuencia del terremoto (2001), no habiéndose estudios similares para instituciones de edificaciones privadas.

Permitirá conocer el “Estado de Arte” actual en algunas construcciones de centros privados, sus características constructivas, sistemas estructurales, etc.

Servirá como base para investigaciones similares en centros particulares de otros distritos,

Servirá como información básica y especial entre los profesionales expertos

Importancia

Por la importancia de la investigación en donde se puede optar como medidas de soluciones y disminuir los colapsos de edificaciones estructurales, las construcciones con sistema aislados nos proporcionan edificaciones más seguras y duraderas en el tiempo, así como también para un refugio en caso de desastres naturales ya sea un terremoto de grandes magnitudes y donde solo las edificaciones importantes ayuden de refugio a la población y albergue gente.

Importancia teórica: la presente investigación nos da entender que las edificaciones importantes son necesarias para el soporte de la población y así afrontar los declives de las naturales por eso la realización de los proyectos no deberán tener problemas en un determinado tiempo.

Importancia práctica: la investigación nos da a entender que se aplican nuevas tecnologías y materiales que aporten a que sea más factible los proyectos a través de los procesos constructivos.

1.6 Hipótesis

El cambio de uso de una edificación conlleva a un nivel de vulnerabilidad alto o cercano al colapso ante un evento sísmico.

La inclusión de muros de corte y pórticos de concreto armado disminuye el nivel de vulnerabilidad sísmica de las edificaciones.

1.6.1 Hipótesis general

Determinar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones estructurales concebidas inicialmente para soportar las fuerzas sísmicas de un evento de terremoto y ver su función de la vulnerabilidad obtenida.

1.6.2 Hipótesis específicos

Establecer niveles de vulnerabilidad sísmica de este tipo de construcciones.

Hacer un comparativo de la vulnerabilidad en función de las distorsiones calculadas para estructuras en su estado original.

Establecer niveles de la vulnerabilidad sísmica de edificaciones importantes y así proteger de la población cuando se trate de desastres naturales.

1.7 Objetivos

A continuación se mencionan los objetivos de la siguiente investigación:

1.7.1 Objetivo General

- Evaluar el comportamiento de los sistemas estructurales de aislación con respecto a los sistemas convencionales, para el buen desempeño de menor movimiento sísmico en la provincia del Callao– Lima

1.7.2 Objetivos Específicos

- Describir el comportamiento de las estructuras sísmicas aisladas y las deficiencias que se presentaran al realizar los modelamientos para un buen soporte sísmico
- Comparar el comportamiento de los sistemas de aislación con respecto a los sistemas convencionales y Recopilar las anomalías que se pueden presentar para estas edificaciones importantes.

CUADRO DE OPERACIONALIZACION DE VARIABLES

PROBLEMA GENERAL	OBJETIVO GENERAL	HIPOTESIS GENERAL	VARIABLES	DIMENSIONES	INDICADORES
¿Cuáles son <u>beneficios</u> de los sistemas de aislación para la edificaciones importantes y que problemas están surgiendo debido a esto en la provincia de Callao – Departamento de Lima?	Evaluar el comportamiento de los sistemas estructurales de aislación con respecto a los sistema convencionales, para el buen <u>desempeño</u> de menor movimiento sísmico en la provincia del Callao– Lima	Determinar la vulnerabilidad sísmica de edificaciones estructurales concebidas inicialmente para soportar las fuerzas sísmicas de un evento de terremoto y ver su función de la vulnerabilidad obtenida.	Dependiente Comportamiento sísmico del diseño estructural utilizando aisladores con núcleo de plomo en la base.	Condiciones de esfuerzo cortante y estabilidad para LRB	NORMA ASCE 7/10 CAPITULO 17
			Independiente Diseño estructural utilizando aisladores con núcleo de plomo en la base.	PROCEDIMIENTO DE DISEÑO DE LRB	Modelamiento utilizando programas ETABS
PROBLEMAS ESPECIFICOS	OBJETIVOS ESPECIFICOS	HIPOTESIS ESPECIFICOS	VARIABLE		
¿De qué manera se <u>reduciría</u> los movimientos sísmicos con los sistemas de aislación en las edificaciones importantes en el distrito del callao?	Describir el <u>comportamiento</u> de las estructuras sísmicas aisladas y la deficiencias que se presentaran al realizar los modelamientos para un buen soporte sísmico	Establecer niveles de vulnerabilidad sísmica de este tipo de construcciones.	Dependiente Desplazamiento del Sistema de Aislación	Análisis Dinámico No Lineal de la Estructura	Análisis bidimensional sin aislamiento
			Independiente Diseño del Aislador <u>Elastomérico</u> con Núcleo de Plomo	Comparación de Comportamiento de Estructura Convencional Versus Estructura Aislada	Análisis comparativo
¿Qué soluciones se proponen para que la edificaciones no sean tan vulnerables a los sismos y así para brindar estructuras de calidad que soporten fuertes movimientos sísmicos?	Comparar el comportamiento de los sistemas de aislación con respecto a los sistemas convencionales Recopilar las anomalías que se presenten las edificaciones importantes.	Hacer un comparativo de la vulnerabilidad en función de las distorsiones calculadas para estructuras en su estado original.			

METODO

II. METODO

2.1 Diseño de investigación

2.1.1 Tipo de investigación

Aplicada y Descriptivo ya que se obtuvo datos y así poner en la práctica para el desarrollo de la investigación. **Según Murillo (2008)**, la investigación aplicada "tiene como objeto la búsqueda de la aplicación o utilización de los conocimientos adquiridos, a la vez que se adquieren otros, después de implementar y sistematizar la práctica basada en investigación. El uso del conocimiento y los resultados de investigación que da como resultado una forma rigurosa, organizada y sistemática de conocer la realidad (p.56), de acuerdo a lo enunciado la presente investigación de la carencia de los sistema "EVALUACION DEL COMPORTAMIENTO SISMICO DE SISTEMAS DE AISLADORES CON RESPECTO AL SISTEMA CONVENCIONAL PARA LAS EDIFICACIONES ESCENCIALES, DEL HOSPITAL DEL CALLAO – LIMA - CALLAO" y generalizar con las frases deductivas e inductivas del razonamiento.

2.1.2 Nivel de Investigación

Nivel Explicativo: ya que se observa el porqué de las causas de la deficiencia de los sistemas de Aislacion y sistema Aporticado, estableciendo la causa y efecto.

2.1.3 Diseño de Estudio

Investigación No Experimental

Los datos obtenidos son resultados no varían en las variables, ya que se obtuvo en un único momento.

(Hernández Sampieri, y otros, 2010) Refieren que" la investigación no Experimental es la que se realiza sin manipular deliberadamente as variables independientes, se tiene en las variables que ya ocurrieron o se presentaron en la realidad sin la intervención directa de los investigadores.

2.2 Variables

Independiente

- Sistema de Diseño estructural empleando aisladores con núcleo de plomo en la base.

Dependiente

- Su Comportamiento sísmico del diseño estructural empleando tipos de aisladores con núcleo de plomo en la base.

2.3 Método de Análisis de Datos

En la presente investigación se usara el programa Etabs 9.7.4 (software) el cual, se elaborara de acuerdo a los criterios de la Estadística descriptiva – inferencial.

Análisis Descriptivo:

De acuerdo a las variables de estudio hara un calcula a su medida, moda tabulando con los datos consignados en gráficos, barras o tabla de frecuencia para los resultados

Análisis Inferencial:

Para probar la hipótesis se utilizara una prueba de hipótesis cuyo estadístico decidirá después de la prueba de normalidad.

2.4 Aspectos Éticos

Se tiene en cuenta que todas las fuentes consignadas en esta investigación fueron debidamente referenciadas según el sistema ISO, así mismo que los datos obtenidos serán descritos fielmente en la parte de los resultados

ASPECTOS ADMINISTRATIVOS

III. ASPECTOS ADMINISTRATIVOS

3.1 Recursos y presupuestos

Para el desarrollo de la investigación se tendrá una inversión aproximada de S/ 2,038.50 el cual, puede variar en la relación de precios a medida que se desarrolle la investigación.

ITEM	DESCRIPCION	UND	CANT	N° VECES	P.U. (S/)	COSTO TOTAL (S/)
A. MATERIALES						
1.00	CARTUCHOS DE TINTA PARA IMPRESORA DE COLOR Y NEGRO	UND	2.00	2.00	30.00	120.00
2.00	HOJAS BOND -A4	CIENTO	1.00	2.00	13.00	26.00
3.00	CORRECTOR	UND	1.00	1.00	2.50	2.50
4.00	UTILES EN GENERAL	UND	1.00	1.00	35.00	35.00
5.00	WINCHA	UND	1.00	1.00	15.00	15.00
B. EQUIPOS						
6.00	IMPRESORA	UND	1.00	1.00	200.00	200.00
7.00	PLOTTERS	UND	1.00	1.00	600.00	600.00
8.00	CAMARA DIGITAL	UND	1.00	1.00	350.00	350.00
C. SERVICIOS						
9.00	EMPASTO DE TESIS	UND	1.00	1.00	50.00	50.00
10.00	PASAJES	UND	1.00	4.00	70.00	280.00
11.00	AYUDANTE	HH	1.00	2.00	30.00	60.00
12.00	PERITO EVALUADOR	UND	1.00	1.00	300.00	300.00
TOTAL DE GASTO						2,038.50

Autor: Tesista, Fecha: 01/05/2016, Fuente: Propia, Descripción: Gastos aproximados en el desarrollo de la tesis.

SON: Dos mil treinta y ocho con 50/100 nuevos soles. El cual puede variar a medida del desarrollo de la investigación.

3.2 Financiamiento

El proyecto de investigación no cuenta con el financiamiento de alguna institución pública o privada. Los gastos y desarrollo de toda la investigación serán por cuenta del autor de la tesis.

3.3 Cronograma de ejecución

Las actividades a realizar el desarrollo de este proyecto de investigación así como el desarrollo de tesis se detallan en los siguientes cuadros:

Cronograma de Proyecto de Investigación

ACTIVIDADES	Sem 1	Sem 2	Sem 3	Sem 4	Sem 5	Sem 6	Sem 7	Sem 8	Sem 9	Sem 10	Sem 11	Sem 12	Sem 13	Sem 14	Sem 15	Sem 16
1. Reunion de coordinación																
2. Presentacion del esquema de proyecto de investigacion																
3. Asignacion de los temas de informacion																
4.Pautas para la busqueda de informacion																
5. Planteamiento del problema y fundamentacion teorica																
6. justificacion, hipotesis y objetivos de la investigacion																
7. Diseño , tipo y nivel de investigacion																
8. Variables, operacionalizacion																
9. Presenta el diseño metodologico																
10.JORNADA DE INVESTIGACION N-1: Presentacion del primer avance																
11. Poblacion y muestra																
12. Tecnica e instrumentos de obtencion de datos, metodos de analisis y aspectos administrativos. Designacion del jurado: un metodologo y dos especialistas																
13. Presenta el proyecto de inversion para su revision y aprobacion																
14. Presenta el Proyecto de Investigacion con observaciones levantadas																
15. JORNADA DE INVESTIGACION N-2 : Sustentacion del proyecto de investigacion																

3.4 Cronograma de desarrollo de tesis

ACTIVIDADES	MESES DE ELABORACIÓN							
	set-16	oct-16	nov-16	Dic-16	Abr-17	may-17	jun-17	Jul-17
recolección de información	X	x	x	x				
revisión bibliográfica		X	X	X				
elaboración de proyecto de tesis			X	X				
medición y observación de materiales				X				
analizar los resultados de estudios de laboratorio					X			
procesamiento de la información			X	X	X			
redacción					X	X	x	
presentación						X	x	
corrección							X	x
sustentación								x
empastado								x
entrega final								x

Autor: tesista, fecha: 24/05/2017, fuente propia, descripción: Cronograma de actividades para el Desarrollo de la tesis.

DESARROLLO DE PROYECTO

IV. DESARROLLO DE PROYECTO

PARTE I: Análisis estructural convencional

4.1 Generalidades:

El análisis estructural del proyecto de tesis es: **"Evaluación del comportamiento sísmico, sistemas de aisladores con respecto al sistema convencional para las edificaciones esenciales del hospital del callao – lima – callao 2017"**

la cual ubica en el Distrito de Lima, provincia Callao.

4.1.1 Descripción del proyecto:

El análisis estructural tiene como objetivo principal mostrar el planteamiento y concepción estructural del proyecto así como parámetro muy importante, se considera la categoría de la edificación, la cual cae en la clasificación de Edificaciones Esenciales, son edificaciones cuyas funciones no deben interrumpirse en forma inmediata ante la ocurrencia de un sismo, esto es porque ante un evento sísmico o catástrofe de cualquier índole estas edificaciones pueden servir de refugio y de atención a posibles heridos producto del evento.

El proyecto integral está compuesto por 1 bloques mediante juntas sísmicas de 7.5cms de espesor dependiendo de la altura si hubiera otro bloque y establecida en la Norma E.030 Capítulo III, Artículo 15.2; el número de pisos es de hasta 4 pisos, (se adjunta un cuadro resumen del número de pisos y sobrecargas por bloque).

La modulación interna del bloque tiene espaciamiento entre ejes de 4.80 m y alturas de entrepisos de 4.25m, la forma de cada uno es rectangular, se ha procurado además que la relación largo ancho este en el orden de 1 a 2 como máximo, en ningún caso se ha sobrepasado el límite de 4.00 (requisito indispensable para considerar diafragma rígido).

En general los bloques tienen como sistema estructural predominante el de muros estructurales de concreto armado en ambos sentidos, adicionalmente se tienen pórticos de concreto armado formado por columnas y vigas de concreto armado.

Los muros estructurales de concreto armado o placas de concreto armado son de 30cms de espesor. La configuración rectangular del bloque reduce los efectos de torsión para un mejor comportamiento de la estructura ante eventos sísmicos.

Las columnas que conforman los pórticos son de sección cuadrada siendo de 50x50cms

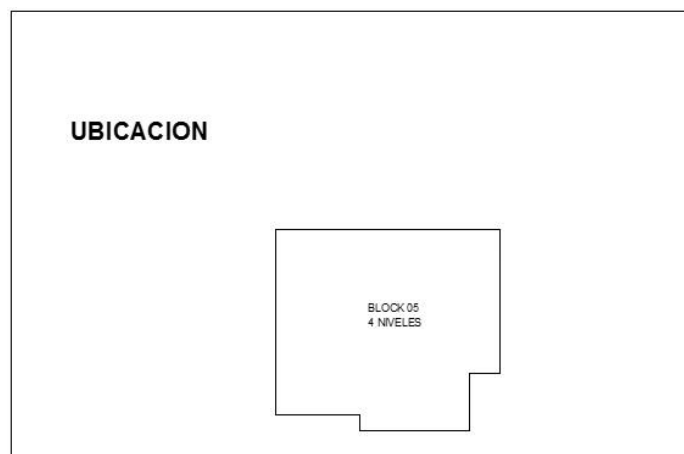
las vigas son de 30x65 de sección, las losas empleadas son sólidas bidireccionales de 18cms de espesor y losas aligeradas de 20cms de espesor bidireccionales.

La cimentación planteada consiste en una platea esto es por la presencia de una baja capacidad portante del terreno de fundación por lo que la platea de dimensiones horizontales es de 90 cms de espesor.

Todas las partes que integran el diseño en concreto armado y acero estructural se hicieron cumpliendo las normas que establece el Reglamento Nacional de Edificaciones y normas internacionales ACI, ASTM y LRFD.

En primer lugar, se muestra como se determina la estructuración del bloque buscando obtener una estructura adecuada y económica, de manera que los modelos utilizados para los análisis de carga de gravedad y sísmicas representen mejor el comportamiento real de la estructura. Luego se realizó el predimensionamiento de los elementos estructurales.

En el bloque los muros y tabiques interiores no son solidarios estructuralmente con el sistema principal por lo que están separados de la estructura principal mediante juntas de 3.00cm y debidamente confinados con columnetas y viguetas de amarre.



4.1.2 Normas empleadas:

Se sigue las disposiciones de los Reglamentos y Normas Nacionales e Internacionales descritos a continuación.

-Reglamento Nacional de Edificaciones (Perú) – Normas Técnicas de Edificación (N.T.E.):

-NTE E.020 “CARGAS”

-NTE E.030 “DISEÑO SISMORRESISTENTE”

-NTE E.050 “SUELOS Y CIMENTACIONES”

-NTE E.060 “CONCRETO ARMADO”

-NTE E.070 “ALBAÑILERIA”

-NTE E.090 “ESTRUCTURAS METÁLICAS”

- A.C.I. 318 – 2008 (American Concrete Institute) - Building Code Requirements for Structural Concrete

- UBC 1997 Uniform Building Code

-Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings, AISC 1999.

*Se entiende que todos los Reglamentos y Normas están en vigencia y/o son de la última edición.

4.1.3 Especificaciones – materiales empleados:

Concreto armado:

-Resistencia para concreto armado (f'c): 280 Kg/cm²

(Losas, vigas, columnas, escaleras, zapatas, placas)

-Resistencia para concreto simple (f'c): 100 Kg/cm²

-Módulo de Elasticidad (E) : 2'500,000 Ton/m² (f'c = 280 Kg/cm²)

-Módulo de Poisson (u): 0.20

-Peso Específico (γ_c): 2300 Kg/m³ (concreto simple); 2400 Kg/m³ (concreto armado)

Característica del Material Concreto

Acero corrugado (ASTM A605):

-Resistencia a la fluencia (f_y) : 4,200 Kg/cm² (G^o 60)“E” :2’10,000 Kg/cm²

Recubrimientos mínimos (R):

- Cimientos, zapatas, plateas : 7.50 cm
- Vigas de cimentación : 4.00 cm
- Columnas, Vigas, Placas, Muros (Cisternas, Tanques) : 4.00 cm
- Losas Aligeradas, Vigas chatas, Vigas de borde : 3.00cm
- Losas macizas, Escaleras : 3.00cm

4.1.4 Características y consideraciones de cimentación

El perfil del suelo es homogéneo y según las calicatas efectuadas se observan un perfil estratigráfico claramente establecido. El primer estrato natural, debajo del relleno contaminado, está compuesto por arena pobremente graduada con poco o nada de finos, sin plasticidad, color beige, seco, clasificada en SUCS como SP. Llega hasta una profundidad de 2.50 m, de acuerdo a las perforaciones efectuadas. Como segundo estrato se encontró una capa de arena arcillosa con finos de baja plasticidad, color marrón, que clasifica en SUCS como SC y llega una profundidad de 4.00 m.

Losa de cimentación se apoyará directamente sobre el terreno natural, en otros casos se está proponiendo un relleno controlado de ingeniería, los detalles y especificaciones técnicas se muestran en el estudio de mecánica de suelos y en los planos del proyecto.

El tipo de cimentación a usarse es de losas de cimentación, El esfuerzo admisible para diseño de la cimentación que presenta el suelo de fundación es de **1.35 kg/cm²**.

4.1.5 ESTADOS DE CARGA:

La Norma Técnica E.020 recomienda valores mínimos para las cargas que se deben considerar en el diseño de una estructura, dependiendo del uso al cual está diseñada la misma. Las cargas a considerar son las denominadas: muertas, vivas y sismo. Consideramos como carga muerta (CM) al peso de los materiales, tabiques y otros elementos soportados por la estructura, incluyendo su peso propio que se suponen serán permanentes. Como carga viva (CV), al peso de los ocupantes, materiales equipo, muebles y otros elementos móviles. Finalmente las cargas de sismo (CS) son aquellas que se generan debido a la acción sísmica sobre la estructura.

Diseño en Concreto Armado

Para determinar la resistencia nominal requerida, se emplearon las siguientes combinaciones de cargas establecidas en la Norma E-060 del Reglamento Nacional de Edificaciones:

1.4 M + 1.7 V	M = carga muerta
1.25 (M + V) + S	V = carga viva
1.25 (M + V) - S	S = carga de sismo
0.90 M + S	
0.90 M - S.	

Además, el Reglamento establece factores de reducción de resistencia en los siguientes casos:

Solicitación principal	Factor ϕ de Reducción
- Flexión	0.90
- Tracción y Tracción + Flexión	0.90
- Cortante	0.85
- Torsión	0.85
- Cortante y Torsión	0.85
- Compresión y Flexo compresión	
Elementos con espirales	0.75
Elementos con Estribos	0.70

Resumiendo, para el diseño de los elementos estructurales se debe cumplir que:

$$\text{Resistencia de Diseño} \geq \text{Resistencia Requerida (U)}$$

$$\text{Resistencia de Diseño} = \phi \text{ Resistencia Nominal}$$

4.2 Estructuración:

La configuración estructural del bloque está constituida por **muros estructurales de concreto armado** tanto en el sentido de los ejes X-X como Y-Y considerando una losa maciza de 0.18 m. de espesor

4.2.1 Estructuración de bloques:

El bloque están conformados con muros estructurales de concreto armado o placas con espesores de 30 cms de además se considera una sobrecarga sobre las losas sólidas y para corredores y escaleras de 400 kg/m^2 y sobrecargas en estas mismas de acuerdo al uso de los ambientes como se detalla a continuación:

BLOQUE: Espesor de placas de 30 cms. y sobrecargas de 150 kg/m^2 , 200 kg/m^2 , 400 kg/m^2 sobre losas solidas en sus cuatro niveles.

4.3 Predimensionamiento:

El pre dimensionamiento consiste en dar una dimensión tentativa o definitiva, de acuerdo a ciertos criterios y recomendaciones establecidos basándose en la práctica de muchos ingenieros y a lo estipulado en la Norma Técnica de Edificaciones NTE-060 de Concreto Armado y entre los Requisitos Arquitectónicos y de Ocupación. Luego del análisis de estos elementos se verá si las dimensiones asumidas son convenientes o tendrán que cambiarse para luego pasar al diseño de ellos.

4.3.1 Predimensionamiento vigas peraltadas:

Para predimensionar estas vigas, por lo general, se considera como regla práctica usar un peralte del orden del décimo, doceavo o catorceavo de la mayor luz libre entre apoyos. Para el ancho o base de la viga se debe considerar una longitud mayor que 0.3 del peralte, sin que llegue a ser menor de 25 cm. Se recomienda no tener un ancho mayor a 0.5 del peralte, debido a que el ancho es menos importante que el peralte para proporcionar inercia a la viga. Resumiendo:

$$h \geq l_n/10$$

$$h \geq l_n/12$$

$$h \geq l_n/14$$

h : Peralte de viga(m.)

Ln: Mayor luz libre entre apoyos(m).

Cálculos del Predimensionamiento de las vigas peraltadas

Descripción			h(m)			b(m)
C.A. F _c =280kg/cm ²	Nombre de viga	Luz Mayor Libre(m)	L/12	L/10	Elegido	<0.45xh
Block 01	B5/1-V04	7.52	0.63	0.75	0.65	0.30
A.E. F _y =36 ksi	Nombre de viga	Luz Mayor Libre(m)	L/20		Elegido	b(m)

*C.A., concreto armado; A.E., acero estructural.

4.3.2 Predimensionamiento de placas:

La Norma NTE-060 en el acápite 15.4.1.1 especifica que las placas serán dimensionadas teniendo especial cuidado con los esfuerzos de compresión en sus extremos y su resistencia al pandeo, por esta razón se evaluó con sumo cuidado los puntos donde llegan las vigas transversales.

Para las placas se asumió inicialmente dimensiones tentativas y se verificó que la resistencia requerida a la sollicitación principal a la que están sometidas, que son las fuerzas cortantes por efecto de fuerzas sísmicas, sean menores a la resistencia de diseño. Se ha verificado la resistencia al corte de las placas, las mismas que han sido comparadas con el cortante proveniente del análisis dinámico para así determinar la longitud de placas en cada sentido. Para poder evaluar la resistencia de diseño se consideró el aporte del concreto y el acero según:

$$\Phi V_n = \Phi 2.1 v f'_c b d + \Phi 0.53 v f'_c b d$$

La primera parte de la fórmula considera el aporte del acero y la segunda parte el aporte del concreto, además:

$$\Phi = 0.85,$$

Inicialmente se asume que $V_c = 0.85 \times 0.53 \times \sqrt{280} \times b_w \times d$, $b_w = 0.30\text{m}$ o 0.25m

Verificación de longitud de placas en cada bloque

Nombre	Ejes	V.Base(Ton.)	0.85X0.53XRaiz280	Espesor(cm)	Longitud Mínima(m)	Longitud considerada(m)	Observacion
BLOQUE 05	X-X	3037.98	7.54	30.00	107.47	124.20	OK
	Y-Y	2702.47	7.54		95.60	104.03	

4.3.3 Predimensionamiento de columnas:

Para estructuras con una densidad de placas adecuada, las columnas se dimensionan estimando la carga axial que van a soportar, para columnas rectangulares los efectos de esbeltez son más críticos en la dirección de menor espesor, por lo que se recomienda utilizar columnas con espesores mínimos de 25 cm.

Para edificios que tengan muros de corte en las dos direcciones, tal que la rigidez lateral y la resistencia van a ser principalmente controlados por los muros, las columnas se pueden dimensionar suponiendo un área igual a:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.45 f'_c}$$

Para el mismo tipo de edificios, el predimensionamiento de las columnas con menos carga axial, como es el caso de las exteriores y esquineras se podrá hacer con un área igual a:

$$\text{Área de la columna} = \frac{P(\text{servicio})}{0.35 f'_c}$$

Teniendo en cuenta estos criterios en la estructura tenemos el siguiente cuadro para el predimensionamiento de columnas:

Nombre de Bloques	Carga Muerta PD(Ton.)	Carga Viva PL(Ton.)	Carga de servicio PD+PL	Area de seccion de columna (cm2)	Seccion final cm2	Area cm2	Verificacion
Block 05	133.43	40.35	173.78	1379.21	50x50	2500	ok

4.3.4 Predimensionamiento de losas:

Predimensionamiento de losa solidada

Se considera para las losas macizas un espesor de 17cm, a modo de verificación se considera la recomendación que expresa lo siguiente: “El peralte de la losa podrá considerarse como 1/40 de la luz o al perímetro del paño dividido entre 180”.

Una manera más precisa de determinar el espesor de la losa es mediante la siguiente expresión (Cap. 9.6.3.3 Norma E-60)

$$h = \frac{\ell_n \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta}$$

$$h = \frac{\text{Ln } (0,8 + \frac{F_y}{1400})}{36 + 9\beta} = \frac{7,20 \times 1,10}{45} = 0,176$$

Usar como altura de losa solidada h= 0.18m

Nombre de Bloques	Tipo de losa	Dimensiones m.xm.	Peralte de losa calculado	Peralte de losa
Block 05	Losa solidada	7.20	0.176	0.18

4.3.5 Predimensionamiento de zapatas.

Para predimensionar zapatas se deben de seguir los siguientes pasos:

1 Paso: El primer paso es tratar que coincida el centro de gravedad con el centro de cargas. Después se debe realizar el dimensionamiento de la zapata de modo de obtener presiones menores o iguales a la presión admisible (en este caso es de 1.35 Kg/cm²).

2 Paso: Seguidamente se evalúan las presiones reales debido a las cargas y momentos actuantes con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot X}{I_y} \pm \frac{6 \cdot M_y}{l_x} < \sigma_{adm}$$

Donde:

P: Carga vertical en servicio.

σ : Esfuerzo admisible del suelo reducido.

A: Área tentativa de la zapata.

I: Momento de inercia.

y: Distancia desde el eje neutro de la sección hasta la fibra en compresión más alejada.

3 Paso: En ningún caso los esfuerzos hallados deben exceder la capacidad portante del suelo, ni debe haber esfuerzos en tracción. Posteriormente para el diseño se tomará el máximo valor obtenido después de amplificar las cargas actuantes (P_u máx.).

4.4 Metrado de cargas

En este capítulo, se mostrará el cálculo de las cargas de gravedad que se aplican a la estructura. Las cargas de gravedad son la Carga Muerta y la Carga Viva.

Como regla general, al metrar cargas se debe pensar en la manera como se apoya un elemento sobre otro, las cargas existentes en un nivel se transmiten a través de la losa del techo hacia las vigas que la soportan, luego estas vigas al apoyarse sobre las columnas, le transfieren su carga, posteriormente las columnas transfieren las cargas hacia sus elementos de apoyo que son las zapatas, finalmente las cargas pasan a actuar sobre el suelo de cimentación.

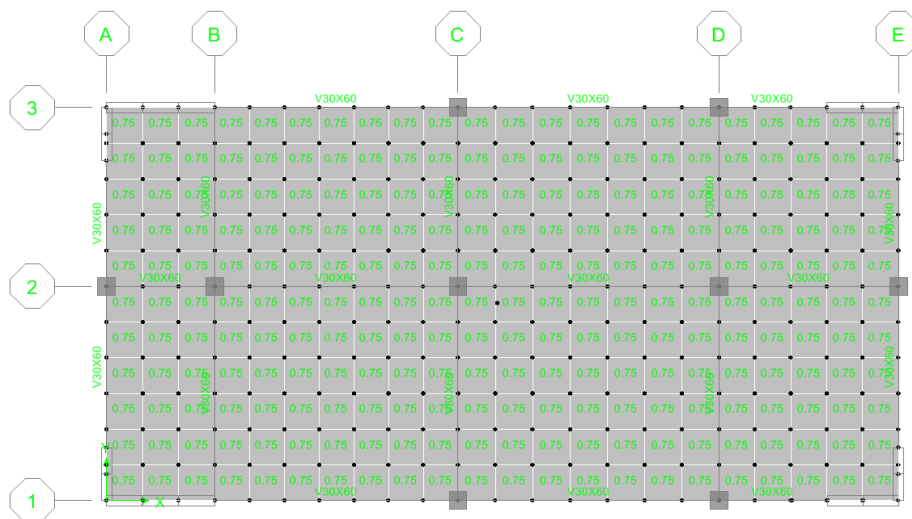
El metrado se hará mediante el método de área tributaria o zonas de influencia separando la carga muerta de la carga viva. Los valores de cargas y pesos unitarios a usar son los siguientes y han sido tomados de la NTE E.020 de Cargas del Reglamento Nacional de Edificaciones.

Pesos unitarios		
Losa Solida e=0.18 m.	432.00	kg/m ²
Losa aligerada unidireccional e=0.20 m.	300.00	kg/m ²
Losa aligerada bidireccional e=0.20 m.	350.00	kg/m ²
Acabados	120.00	kg/m ²
Tabiquería	150.00	kg/m ²
Techo con coberetura liviana e inclinada	30.00	kg/m ²
Concreto armado $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$	2400.00	kg/m ³
Acero estructural A36	7850.00	kg/m ³

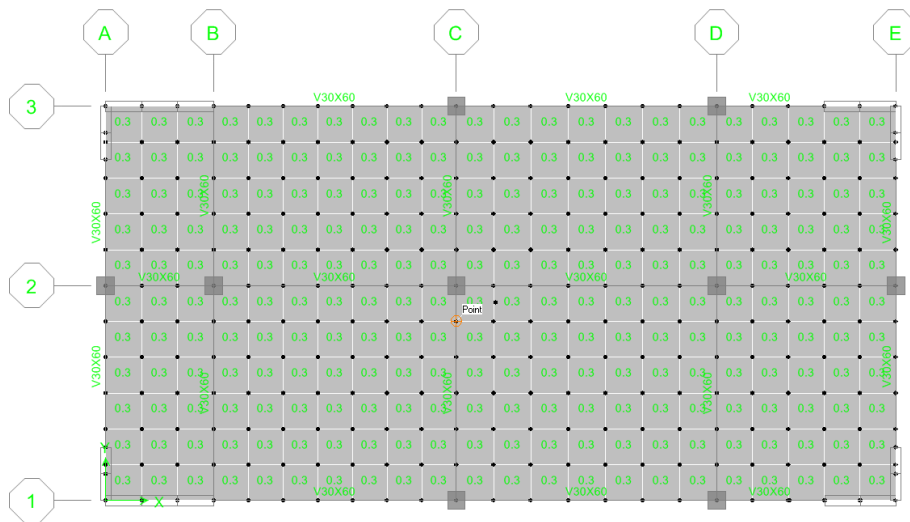
Sobrecargas usadas		
Baños	250.00	kg/m2
Sala de operación	300.00	kg/m2
Laboratorios	300.00	kg/m2
Zonas de servicio	300.00	kg/m2
Cuartos	200.00	kg/m2
Corredores y escaleras	400.00	kg/m2
Salas de archivo	500.00	kg/m2
Lugares de asamblea con asiento fijo	300.00	kg/m2
*Cargas de viento en cobertura liviana	Variable	kg/m2
Otros(Maquinaria)	Variable	kg/m2

El análisis se ha desarrollado haciendo uso del programa ETABS Nonlinear v.9.7.2 elaborado por Computers and Structures Inc. Y permite colocar las cargas de gravedad y definir la carga sísmica. Adicionalmente al colocar las dimensiones de los elementos y definir la densidad del concreto como parámetro nos permite modelar de una manera muy cercana a la realidad estos elementos.

Como ejemplo se muestran a continuación la forma como se colocaron las cargas muertas y vivas en las losas con el programa ETABS 9.7.2. Este programa reparte las cargas colocadas sobre los elementos estructurales horizontales en los diferentes pabellones.



Carga Muerta (DEAD) Block 01



Carga Viva (LIVE) Block 01

4.5 Análisis sísmico

4.5.1 Modelo estructural:

El análisis se ha desarrollado haciendo uso del programa ETABS Nonlinear v.9.7.2 elaborado por Computers and Estructures Inc. La carga sísmica total se ha calculado tomando el 100% de la Carga Muerta y el 50% de la carga viva (para centros hospitalarios), tal como lo señala la norma NTE-030 de diseño Sismo resistente.

El análisis sísmico se desarrolló de acuerdo a las indicaciones de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE-030.

Se empleó un modelo espacial con diafragmas rígidos en cada sistema de piso. Como coordenadas dinámicas se consideraron 3 traslaciones y 3 giros. De estos 6 grados de libertad, los desplazamientos horizontales y el giro en la vertical se establecieron dependientes del diafragma. Se consideraron la deformación por fuerza axial, cortante, flexión y torsión.

La Norma NTE-030 señala que al realizar el análisis sísmico empleando el método de superposición espectral se debe considerar como criterio de superposición el ponderado entre la suma de absolutos y la media cuadrática según se indica en la siguiente ecuación:

$$r = 0.25 \sum |r_i| + 0.75 \sqrt{\sum r_i^2}$$

Alternativamente se puede utilizar como criterio de superposición la combinación cuadrática completa (CQC). En el presente análisis se utilizó este último criterio.

4.5.2 Normas y parámetros para el análisis sísmico

El análisis sísmico se efectuó siguiendo las indicaciones de la Norma Peruana de Diseño Sismorresistente NTE.030 del 2006.

La respuesta sísmica se determinó empleando el método de superposición espectral considerando como criterio la “Combinación Cuadrática Completa”, (CQC) de los efectos individuales de todos los modos.

Parámetros sísmicos

Tal como lo indica la Norma E.030, y de acuerdo a la ubicación de la estructura y las consideraciones de suelo proporcionadas, los parámetros para definir el espectro de diseño fueron:

- **Zonificación:** La zonificación propuesta se basa en la distribución espacial de la sismicidad observada, las características generales de los movimientos sísmicos y la atenuación de estos con la distancia epicentral, así como en información geotécnica.
El territorio nacional se encuentra dividido en tres zonas, a cada zona se le asigna un factor Z. Este factor se interpreta como la aceleración máxima del terreno con una probabilidad de 10% de ser excedida en 50 años.
La zona donde está ubicada la edificación según la zonificación de la norma E-030 es la zona 4 y su factor de zona es 0.4.
- **Estudios de Sitio:** Son estudios similares a los de micro zonificación, aunque no necesariamente en toda su extensión. Estos estudios están limitados al lugar del proyecto y suministran información sobre la posible modificación de las acciones sísmicas y otros fenómenos naturales por las condiciones locales. Su objetivo principal es determinar los parámetros de diseño.
- **Condiciones Geotectónicas:** Para los efectos de esta norma los perfiles de suelo se clasifican tomando en cuenta las propiedades mecánicas del suelo, el espesor del estrato, el periodo fundamental de vibración y la velocidad de propagación de las ondas de corte.

Para efectos de la aplicación de la Norma E-030 de diseño sismo resistente se considera que el perfil de suelo es del tipo flexible (S3), el parámetro T_p asociado con este tipo de suelo es de 0.90 seg., y el factor de amplificación del suelo asociado se considera $S=1.40$

- **Factor de amplificación sísmica:** De acuerdo a las características de sitio, se define el factor de amplificación sísmica (C) por la siguiente expresión:

$$C = 2.5 \times (T_p/T); \quad C < 2.5$$

- **Categoría de las edificaciones:** Cada estructura debe ser clasificada de acuerdo a la categoría de uso de la edificación, debido a que la edificación es de uso Hospitalario, se está considerando para el presente análisis $U=1.5$.
- **Sistemas estructurales:** Los sistemas estructurales se clasificaran según los materiales usados y el sistema de estructuración sismo resistente predominante en cada dirección. Según la clasificación que se haga de una edificación se usara un coeficiente de reducción de fuerza sísmica (R).

Tipo	Estructuración en eje	Factor de reducción
bloque	Predominio de Muros estructurales de Concreto armado $f_c' = 280 \text{ kg/cm}^2$	$R_x = R_y = 6.00$

4.5.3 Espectros de pseudoaceleraciones de diseño

Espectro de diseño en el eje con factor de reducción tanto en eje X-X como eje Y-
Y $R=1$

ESPECTRO DE DISEÑO E030

$Z= 0.40$

$U= 1.50$

$T_p= 0.90$

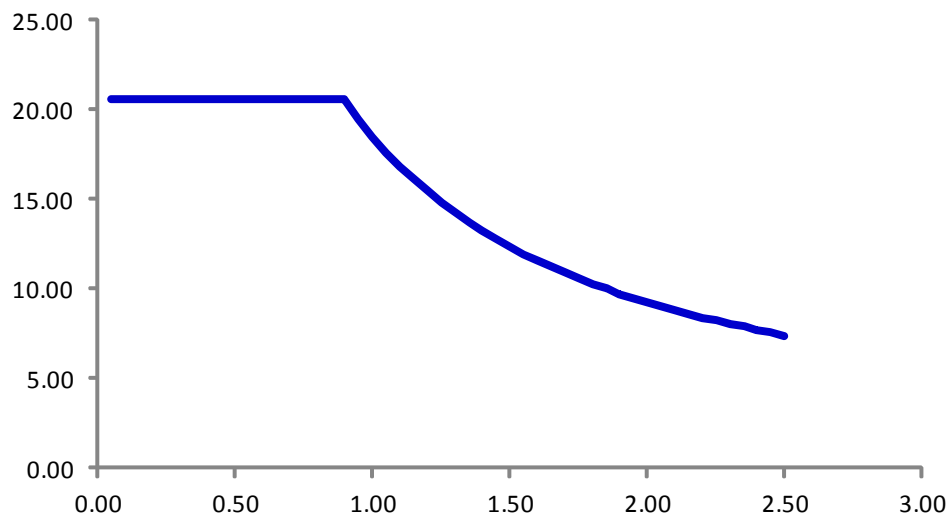
$S= 1.40$

$R= 1.00$

T	C	C/R	Sa
0.05	2.50	2.50	20.6010
0.10	2.50	2.50	20.6010
0.15	2.50	2.50	20.6010
0.20	2.50	2.50	20.6010
0.25	2.50	2.50	20.6010
0.30	2.50	2.50	20.6010
0.35	2.50	2.50	20.6010
0.40	2.50	2.50	20.6010
0.45	2.50	2.50	20.6010
0.50	2.50	2.50	20.6010
0.55	2.50	2.50	20.6010
0.60	2.50	2.50	20.6010
0.65	2.50	2.50	20.6010
0.70	2.50	2.50	20.6010
0.75	2.50	2.50	20.6010
0.80	2.50	2.50	20.6010
0.85	2.50	2.50	20.6010
0.90	2.50	2.50	20.6010
0.95	2.37	2.37	19.5167
1.00	2.25	2.25	18.5409
1.05	2.14	2.14	17.6580
1.10	2.05	2.05	16.8554
1.15	1.96	1.96	16.1225
1.20	1.88	1.88	15.4508
1.25	1.80	1.80	14.8327

T	C	C/R	Sa
1.30	1.73	1.73	14.2622
1.35	1.67	1.67	13.7340
1.40	1.61	1.61	13.2435
1.45	1.55	1.55	12.7868
1.50	1.50	1.50	12.3606
1.55	1.45	1.45	11.9619
1.60	1.41	1.41	11.5881
1.65	1.36	1.36	11.2369
1.70	1.32	1.32	10.9064
1.75	1.29	1.29	10.5948
1.80	1.25	1.25	10.3005
1.85	1.22	1.22	10.0221
1.90	1.18	1.18	9.7584
1.95	1.15	1.15	9.5082
2.00	1.13	1.13	9.2705
2.05	1.10	1.10	9.0443
2.10	1.07	1.07	8.8290
2.15	1.05	1.05	8.6237
2.20	1.02	1.02	8.4277
2.25	1.00	1.00	8.2404
2.30	0.98	0.98	8.0613
2.35	0.96	0.96	7.8897
2.40	0.94	0.94	7.7254
2.45	0.92	0.92	7.5677
2.50	0.90	0.90	7.4164

ESPECTRO



Espectro de desplazamiento tanto en eje X-X como eje Y-Y R=6
ESPECTRO DE DISEÑO E030

Z= 0.40

U= 1.50

Tp= 0.90

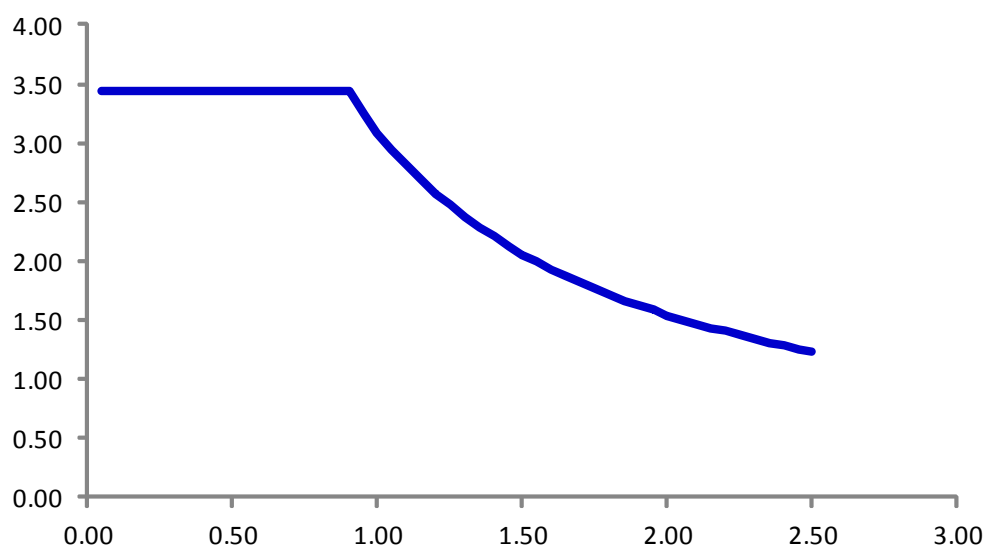
S= 1.40

R= 6.00

T	C	C/R	Sa
0.05	2.50	0.42	3.4335
0.10	2.50	0.42	3.4335
0.15	2.50	0.42	3.4335
0.20	2.50	0.42	3.4335
0.25	2.50	0.42	3.4335
0.30	2.50	0.42	3.4335
0.35	2.50	0.42	3.4335
0.40	2.50	0.42	3.4335
0.45	2.50	0.42	3.4335
0.50	2.50	0.42	3.4335
0.55	2.50	0.42	3.4335
0.60	2.50	0.42	3.4335
0.65	2.50	0.42	3.4335
0.70	2.50	0.42	3.4335
0.75	2.50	0.42	3.4335
0.80	2.50	0.42	3.4335
0.85	2.50	0.42	3.4335
0.90	2.50	0.42	3.4335
0.95	2.37	0.39	3.2528
1.00	2.25	0.38	3.0902
1.05	2.14	0.36	2.9430
1.10	2.05	0.34	2.8092
1.15	1.96	0.33	2.6871
1.20	1.88	0.31	2.5751
1.25	1.80	0.30	2.4721

T	C	C/R	Sa
1.30	1.73	0.29	2.3770
1.35	1.67	0.28	2.2890
1.40	1.61	0.27	2.2073
1.45	1.55	0.26	2.1311
1.50	1.50	0.25	2.0601
1.55	1.45	0.24	1.9936
1.60	1.41	0.23	1.9313
1.65	1.36	0.23	1.8728
1.70	1.32	0.22	1.8177
1.75	1.29	0.21	1.7658
1.80	1.25	0.21	1.7168
1.85	1.22	0.20	1.6704
1.90	1.18	0.20	1.6264
1.95	1.15	0.19	1.5847
2.00	1.13	0.19	1.5451
2.05	1.10	0.18	1.5074
2.10	1.07	0.18	1.4715
2.15	1.05	0.17	1.4373
2.20	1.02	0.17	1.4046
2.25	1.00	0.17	1.3734
2.30	0.98	0.16	1.3435
2.35	0.96	0.16	1.3150
2.40	0.94	0.16	1.2876
2.45	0.92	0.15	1.2613
2.50	0.90	0.15	1.2361

ESPECTRO

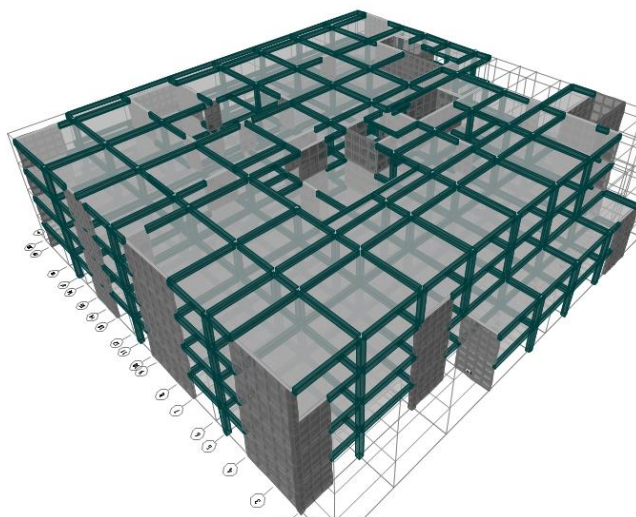


4.5.4 Modelos de análisis y resultados de desplazamientos

Para el análisis sísmico y de gravedad, los módulos se modelaron con elementos con deformaciones por flexión, fuerza cortante y carga axial. Para cada nudo se consideraron 6 grados de libertad estáticos y para el conjunto tres grados de libertad dinámicos correspondientes a dos traslaciones horizontales y a una rotación plana asumida como un diafragma rígido en cada nivel.

El cálculo de los desplazamientos elásticos se realizó considerando todos los modos de vibración y 5 % de amortiguamiento en la Combinación Cuadrática Completa. Los desplazamientos inelásticos se estimaron multiplicando los desplazamientos de la respuesta elástica por el factor de reducción correspondiente, de acuerdo al esquema estructural adoptado en cada dirección.

Modelo Block 05



Maximos Desplazamientos Eje X-X

Nivel	hi	Rd	0.75*Rd	Desp. Total	Rd*Desp. Total	Parcial	Delta/hi	Limite	Obs.
	(cm)			(m)	(m)	(cm)			
1	425	1	0.75	0.00560	0.004200	0.42000	0.00099	0.00700	OK
2	425	1	0.75	0.01510	0.011325	0.71250	0.00168	0.00700	OK
3	425	1	0.75	0.02620	0.019650	0.83250	0.00196	0.00700	OK
4	425	1	0.75	0.03710	0.027825	0.81750	0.00192	0.00700	OK

Maximos Desplazamientos Eje Y-Y

Nivel	hi	Rd	0.75*Rd	Desp. Total	Rd*Desp. Total	Parcial	Delta/hi	Limite	Obs.
	(cm)			(m)	(m)	(cm)			
1	425	1	0.75	0.00600	0.004500	0.45000	0.00106	0.00700	OK
2	425	1	0.75	0.01620	0.012150	0.76500	0.00180	0.00700	OK
3	425	1	0.75	0.02840	0.021300	0.91500	0.00215	0.00700	OK
4	425	1	0.75	0.03870	0.029025	0.77250	0.00182	0.00700	OK

4.6 Análisis estatico:

4.6.1 Distribución de fuerza cortante en elevación

ANALISIS ESTATICO						
NIVEL	HI	PI	HIPI	HIPI/SUMPI	Vix	Viy
4.00	4.25	2,502.96	10,637.58	0.20	876.04	876.04
3.00	4.25	3,118.81	13,254.92	0.25	1,091.58	1,091.58
2.00	4.25	3,513.32	14,931.61	0.28	1,229.66	1,229.66
1.00	4.25	3,489.47	14,830.25	0.28	1,221.31	1,221.31
	SUMA	12624.56	53654.36	1.00	4418.59	4418.59

Z 0.40
 U 1.50
 S 1.40
 C 2.50
 Rx 6.00
 Ry 6.00

Tipo (R / I)		R
R corregido		
Rx		6.00
Ry		6.00

CORTANTE ESTATICO (tn)		80% Cortante Estatico		CORTANTE DINAMICO (tn)	
Vex=	4418.59	80%Vex=	3534.88	Vdx=	3676.95
Vey=	4418.59	80%Vey=	3534.88	Vdy=	4053.03

INCREMENTO EN X 0.96
 INCREMENTO EN Y 0.87

PARTE II: Diseño estructural

4.7 Diseño de losas

Estos elementos se diseñan para resistir los requerimientos a flexión y corte que en estas se presentan por acción de su peso propio, el piso terminado, tabiques y sobrecarga, siendo el diseño a flexión el más importante.

4.7.1 Diseño por flexión

Para el diseño de estos elementos se modelaron las losas haciendo uso del ETABS considerando como cargas actuantes las cargas muertas y vivas y daderos (alternancia de la carga viva), además se consideraron las combinaciones de cargas indicadas en la Norma E.060 del RNE las mismas que nos permiten hallar los momentos últimos (M_u) de diseño.

Después de haber obtenido los momentos últimos actuantes sobre la losa procedemos a realizar el cálculo del refuerzo necesario.

4.7.2 Diseño por corte

De las hojas de cálculo utilizadas para el cálculo de los momentos también se pueden obtener las fuerzas de corte actuantes en cada tramo del aligerado para después reducirlos a “d” de la cara del apoyo. En el diseño por corte se debe verificar que se cumpla con la siguiente ecuación:

$$V_u \leq \Phi V_c$$

Donde: V_u = fuerza de corte actuante

V_c = resistencia del concreto = $1.1 (0.53 \sqrt{f'_c} b_w d)$

$\Phi = 0.85$

b_w = ancho de diseño de losa (100 cm.)

h = espesor de la losa

d = peralte efectivo del aligerado ($h - 2.5$) en cm.

Si no se cumple con esta condición se deben realizar ensanches alternados o continuos según sea la necesidad.

Se muestra el diseño de losas de los diversos pabellones, es preciso aclarar que se están mostrando el diseño de paños típicos de cada block por lo que el resto de paños tiene la misma configuración de cargas y distribución de acero.

Diseño de Losa Bloque 01:

Luz libre entre apoyos $L=7.05\text{m}$. En la dirección x

Luz libre entre apoyos $L=5.90\text{m}$. En la dirección y

Los maciza $h=0.18\text{m}$.

$S/C=300\text{kg/m}^2$.

$f'c=280\text{kg/cm}^2$.

Metrado de cargas para 1.00m^2 de área.

Carga muerta:

Peso propio $= 2.4\text{tn/m}^3 \times 0.18 \times 1.00\text{m} = 0.45\text{tn/m}^2$

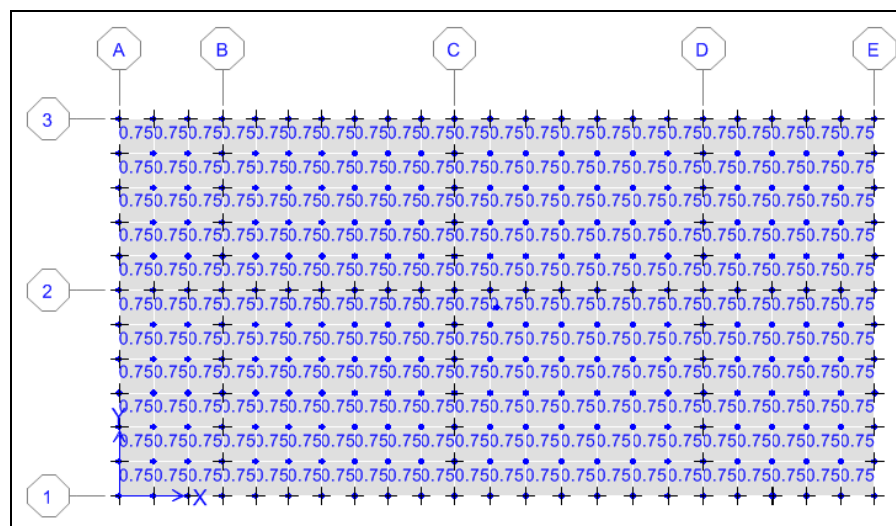
Tabiques y acabados $= 0.30\text{tn/m}^2$

Total C.M $= 0.75\text{tn/m}^2$

Carga Viva:

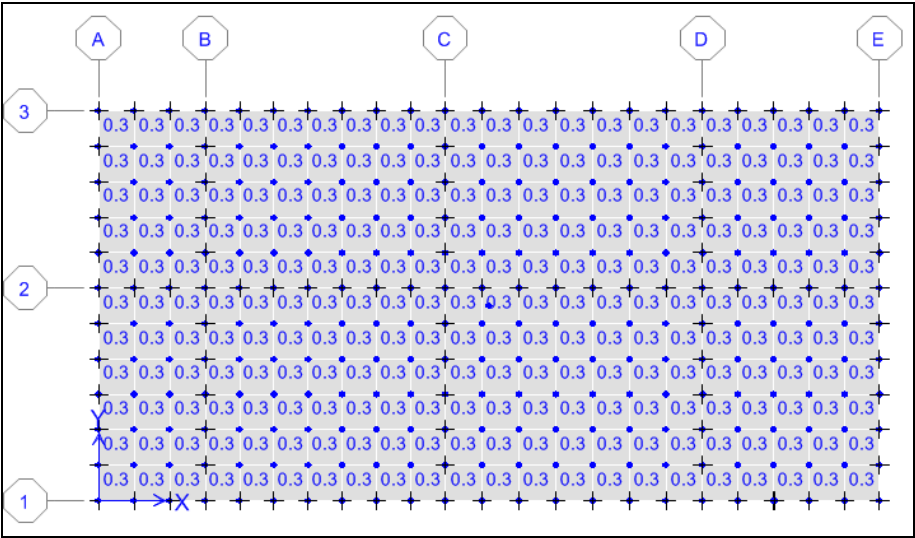
$S/C = 0.30\text{tn/m}^2$

Carga Muerta (DEAD)



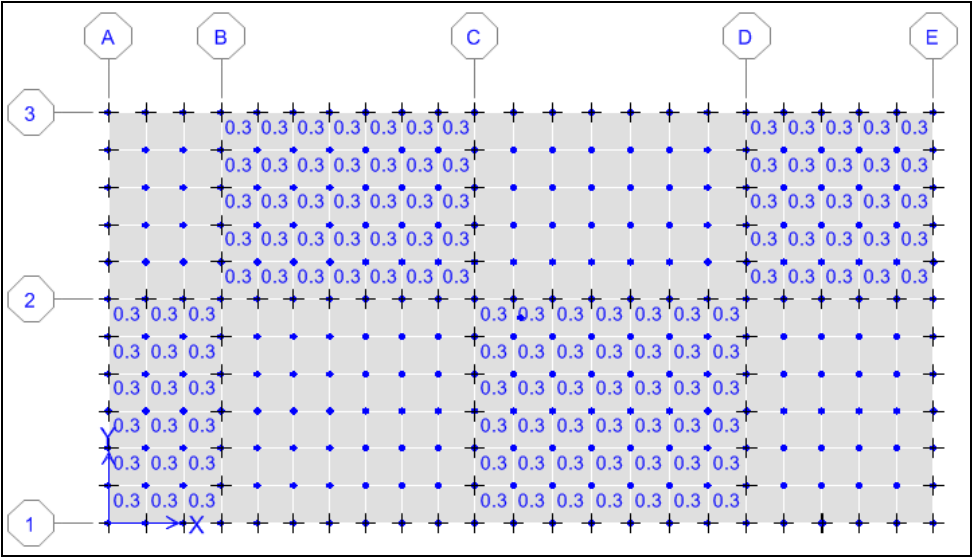
Carga Muerta (Dead)=0.75Ton/m2

Carga Viva (LIVE)



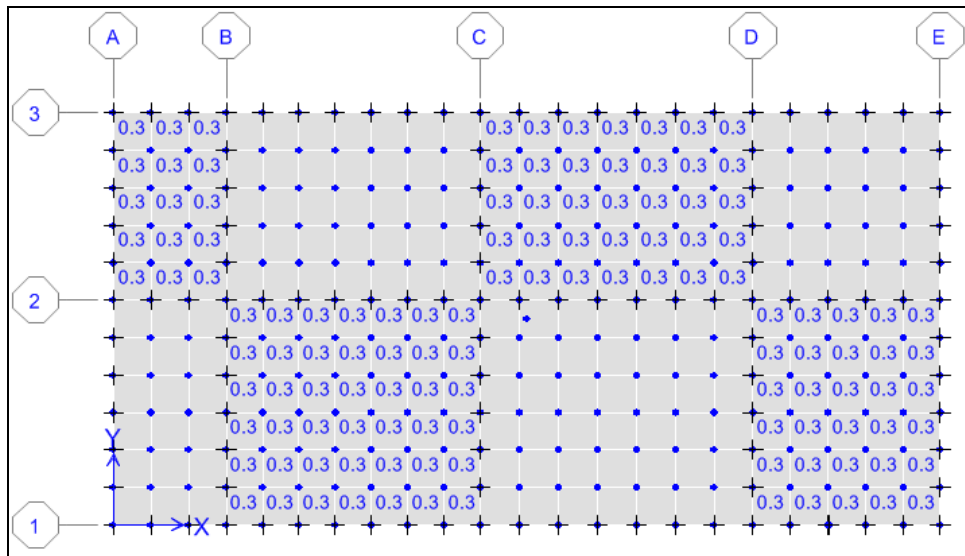
Carga Viva(Live)=0.30Ton/m2

Carga Viva alternada (DAMERO 1)



Carga Viva(Damero 1)=0.30Ton/m2

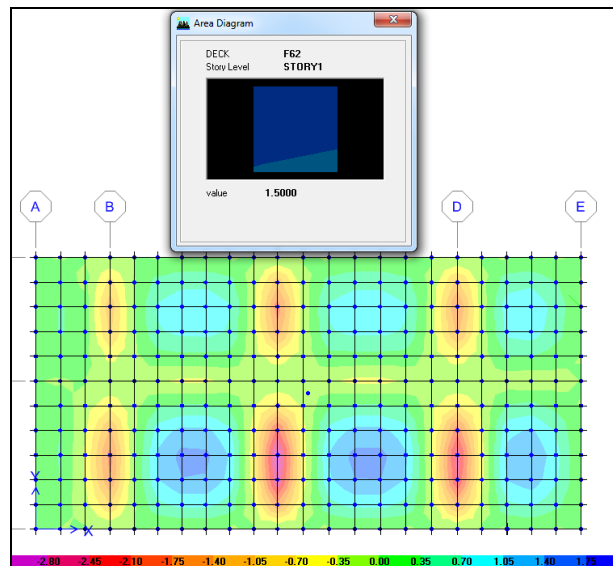
Carga Viva alternada (DAMERO 2)

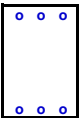


Carga Viva (Damero 2)=0.30Ton/m²

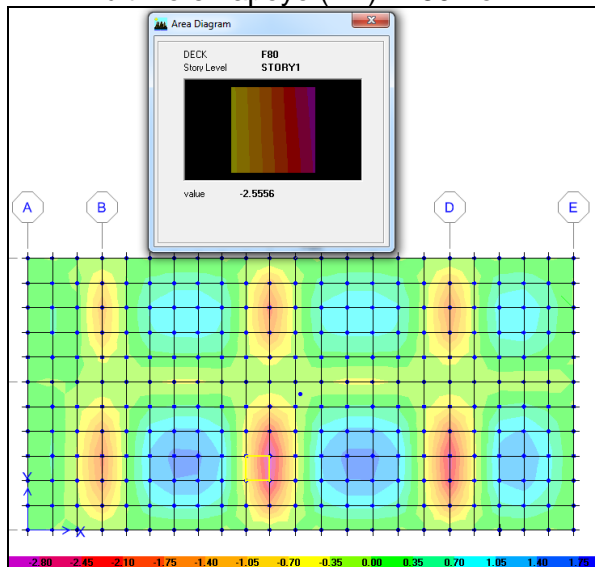
Diagrama de momentos últimos en la dirección X:

M ultimo en centro de luz (x-x)=1.50 Ton-m



CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION			
	fy	=	4200 kg/cm2
	f'c	=	280 kg/cm2
	Rec.	=	3.00 cms
	Mu	=	1.50 tn-m
h=18.00cms			
b=100cms			
La cuantia maxima es: $\rho_{max} = 0.75 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$			
ρ_{max}		=	0.01417
As max		=	25.50 cm2
La cuantia minima es: $\rho_{min} = 0.0018$			
ρ_{min}		=	0.00180
As min		=	2.70 cm2
El area de acero calculado es			
As calc		=	2.69 cm2
3/8 " @ 0.25		+	3/8 " @ 0.00
Acero corrido			Refuerzo

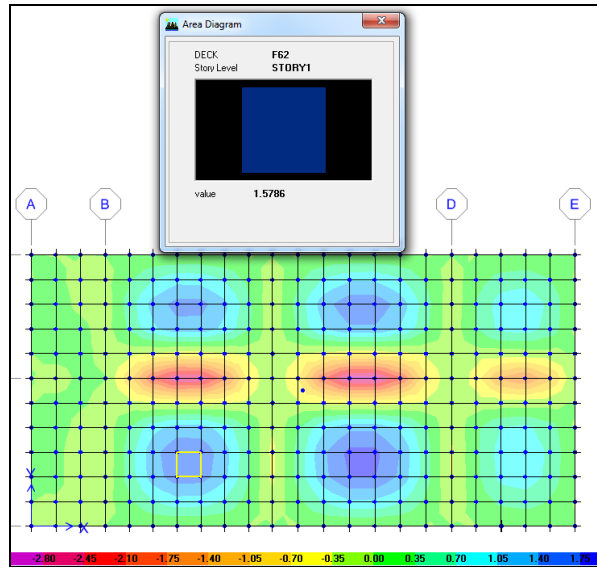
M ultimo en apoyo (x-x)=2.60 Ton-m



CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION			
	fy	=	4200 kg/cm2
	f'c	=	280 kg/cm2
	Rec.	=	3.00 cms
	Mu	=	2.60 tn-m
h=18.00cms			
b=100cms			
La cuantia maxima es: $\rho_{max} = 0.75 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$			
ρ_{max}		=	0.01417
As max		=	25.50 cm2
La cuantia minima es: $\rho_{min} = 0.0018$			
ρ_{min}		=	0.00180
As min		=	2.70 cm2
El area de acero calculado es			
As calc		=	4.72 cm2
3/8 " @ 0.30		+	3/8 " @ 0.30
Acero corrido			Refuerzo

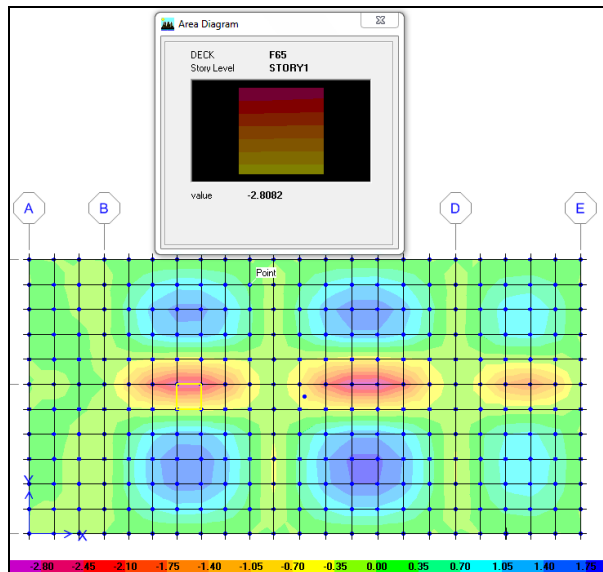
Diagrama de momentos últimos en la dirección Y:

M ultimo en centro (y-y)=1.58 Ton-m



CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION			
<p>$h=18.00\text{cms}$</p> <p>$b=100\text{cms}$</p>	f_y	=	4200 kg/cm ²
	f'_c	=	280 kg/cm ²
	Rec.	=	3.00 cms
	M_u	=	1.58 tn-m
La cuantia maxima es: $\rho_{\max} = 0.75 \cdot 0.85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{6000}{(6000 + f_y)}$			
	ρ_{\max}	=	0.01417
	$A_s \max$	=	25.50 cm ²
La cuantia minima es: $\rho_{\min} = 0.0018$			
	ρ_{\min}	=	0.00180
	$A_s \min$	=	2.70 cm ²
El area de acero calculado es			
	$A_s \text{ calc}$	=	2.83 cm ²
<div style="display: flex; justify-content: space-around; align-items: center;"> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> $\frac{3}{8} \text{ " @ } 0.25$ Acero corrido </div> <div>+</div> <div style="border: 1px solid black; padding: 2px;"> $\frac{3}{8} \text{ " @ } 0.00$ Refuerzo </div> </div>			

M ultimo en apoyo (y-y)=2.81 Ton-m



CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION

○○○

○○○

h=18.00cms

fy	=	4200 kg/cm ²
f'c	=	280 kg/cm ²
Rec.	=	3.00 cms
Mu	=	2.81 tn-m

b=100cms

La cuantia maxima es: $\rho_{max} = 0.75 \cdot 0.85^2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$

ρ_{max}	=	0.01417
As max	=	25.50 cm ²

La cuantia minima es: $\rho_{min} = 0.0018$

ρ_{min}	=	0.00180
As min	=	3.24 cm ²

El area de acero calculado es

As calc	=	5.11 cm ²
---------	---	----------------------

3/8 " @ 0.25 Acero corrido	+	3/8 " @ 0.31 Refuerzo
-------------------------------	---	--------------------------

4.8 Diseño de vigas

El concepto de diseño utilizado es conocido como **diseño a la rotura** que selecciona las dimensiones de las secciones de concreto y la cantidad de refuerzo, de manera que la resistencia sea adecuada para sostener fuerzas resultantes de ciertos estados hipotéticos de cargas, considerablemente mayores que las que se espera actúen realmente durante el servicio normal.

4.8.1 Diseño por flexión

Se diseñará siguiendo el procedimiento de diseño para secciones rectangulares. Para calcular el área de acero (A_s) se seguirá el siguiente procedimiento:

Mu: Momento ultimo

$$K_u = \frac{M_u}{b \times d^2}$$

$$C = \frac{K_u}{\Phi \times f'_c}$$

$$W = \frac{\sqrt{1 - 4 \times 0.59 \times C}}{2 \times 0.59}$$

$$\rho = \frac{W \times f'_c}{f_y}$$

$$A_s(\text{cm}^2) = \rho \times b \times d$$

Donde:

Mu = Momento último.

b = ancho de la viga definido en el predimensionamiento.

d = (d = h – 4 cm) para vigas peraltadas; (d = h – 2.5 cm) para vigas chatas

Φ = 0.9 (Por ser por flexión)

ρ = cuantía de acero necesaria para soportar el momento flector último

f'_c = 210 Kg/cm²

f_y = 4200 Kg/cm²

Las cantidades de acero máximo y mínimo son las siguientes:

$$A_s \text{ mínimo} = (0.70 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d = 0.70 \times \sqrt{280} \times b \times d) / f_y = 0.00279 \text{ b d}$$

$$A_s \text{ máximo} = 0.75 \times A_{sb} = 0.0159 \text{ b d} \text{ (Equivalente a decir que } K_u > 49)$$

Las vigas están diseñadas para que tengan una falla dúctil que es provocada por la fluencia del acero, se presenta en forma gradual y está precedida por signos visibles de peligro como por ejemplo el ensanchamiento y alargamiento de grietas y el aumento notorio de deflexiones, comportamiento que difiere significativamente de una falla frágil, la cual implica una falla iniciada por el aplastamiento del concreto, la cual es casi explosiva y ocurre sin ningún aviso.

Si, en los resultados del análisis estructural por cargas de gravedad, se notará que en los apoyos extremos los momentos son prácticamente nulos, para el diseño se considerará que existe un momento negativo igual a “ $w_u L_n^2/24$ ” en estos puntos.

4.8.2 Diseño por corte para vigas

Cuando las vigas no resisten cargas de sismo, vigas chatas o vigas peraltadas no sísmicas, la fuerza cortante última se calcula del diagrama de fuerzas cortantes, pero si las vigas son sismorresistentes se tendrá especial cuidado, para provocar la falla dúctil. Esto se logra dando mayor resistencia al corte que a la flexión. Para cumplir con este objetivo, se calcula la fuerza cortante última (V_u) mediante la suma de las fuerzas cortantes asociadas con el desarrollo de las resistencias nominales en flexión (M_n , momentos nominales) en los extremos de la luz libre del elemento y la fuerza cortante isostática calculada para las cargas permanentes. Entonces, la expresión a usar será:

$$V_u = V_{u \text{ estatico}} + \frac{M_{ni} + M_{nd}}{l_n}$$

“ M_{ni} ” y “ M_{nd} ” son los momentos nominales a flexión reales del elemento en los extremos izquierdo y derecho, respectivamente; “ l_n ” es la distancia de la luz libre del tramo de viga.

Se diseñará siguiendo el procedimiento de diseño para secciones rectangulares. Para calcular el espaciamiento de los estribos se seguirá el siguiente procedimiento:

V_u a “d” cara

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \text{ (Ton)}$$

$$\frac{V_u}{\Phi}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

$$S(\text{cm}) = \frac{A_v x f_y x d}{V_s}$$

Donde:

$\Phi = 0.85$ (Por ser por Corte)

A_v = Área total de estribos (comúnmente utilizados 2 estribos de 3/8" = $2 \times 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$)

V_c = Resistencia al cortante proporcionada por el concreto

V_s = Resistencia al cortante proporcionado por refuerzo.

Verificando que la Resistencia al cortante proporcionado por refuerzo sea menor a:

$$V_s \text{ max} = 2.1 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d$$

$$V_s < V_{s \text{ max}}$$

Se debe verificar los requisitos especiales para elementos sismorresistentes a flexión que exige la norma y asegure un comportamiento dúctil. Se requiere tener una zona de confinamiento igual a dos veces el peralte del elemento ($2 \cdot h$). En esta zona el espaciamiento máximo será el menor valor de los siguientes:

$$S \leq d/4$$

$$S \leq 8d_b$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Donde:

d = peralte efectivo, ($d = h - 4 \text{ cm}$) para vigas peraltadas.

d_b = Menor valor del diámetro de barra

Notar que se escoge el menor valor de espaciamiento entre los tres señalados por la norma y el hallado por los cálculos.

Fuera de la zona de confinamiento el espaciamiento máximo será:

$$S = 0.5 \cdot d$$

Para el diseño final se colocará el primer **estribo** a 5cm de la cara y el resto según lo calculado.

Diseño de Viga

Diseño de viga de pórtico del eje X-X, tramo ubicado entre los ejes 5 y 6 (**B3/1-V7**).

s/c= 200 kg/m² (cuartos), 300 kg/m² (servicios) y 400 kg/m² (corredores).

s/c= 150 kg/m² (Azotea).

Características Geométricas: Base = 30 cm, Altura=60 cm, Peralte = 54 cm.

El procedimiento de diseño empieza con la obtención de los resultados de las cargas viva y muerta, luego éstos se utilizan junto a las cargas de sismo para realizar las combinaciones de carga y hallar las **envolventes de fuerza cortante y momento flector**.

Diagrama de envolventes de momentos.

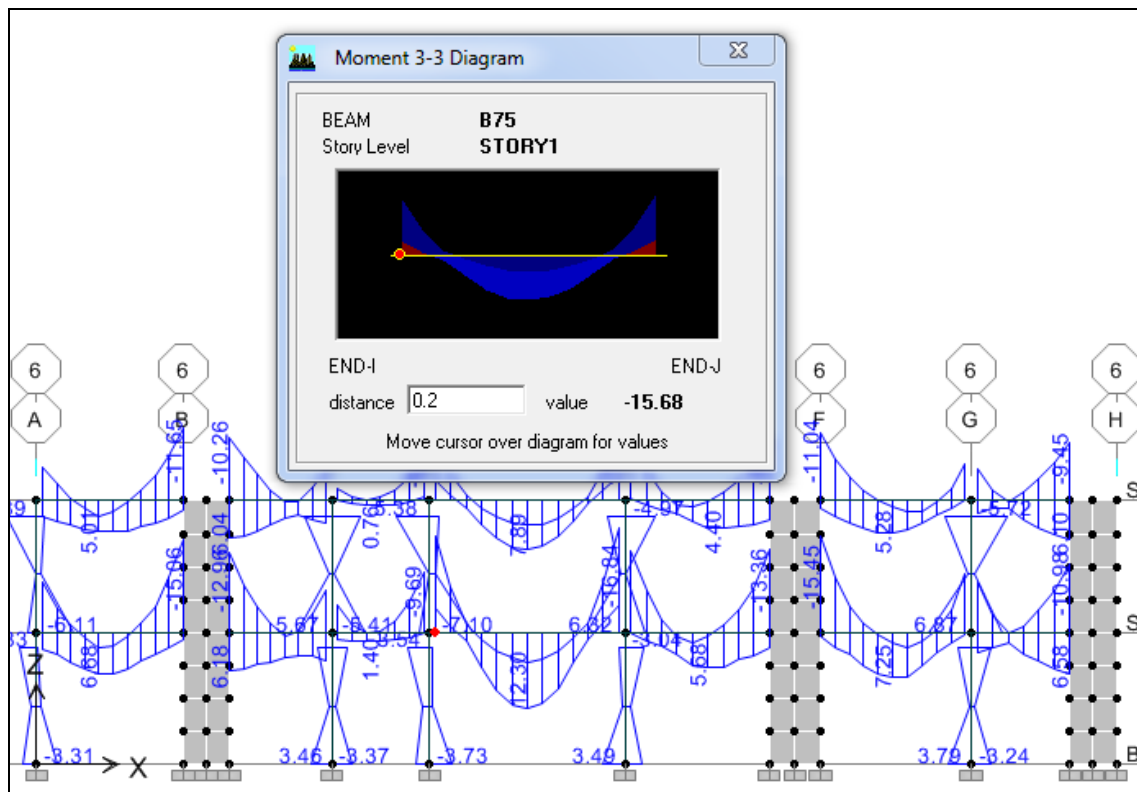
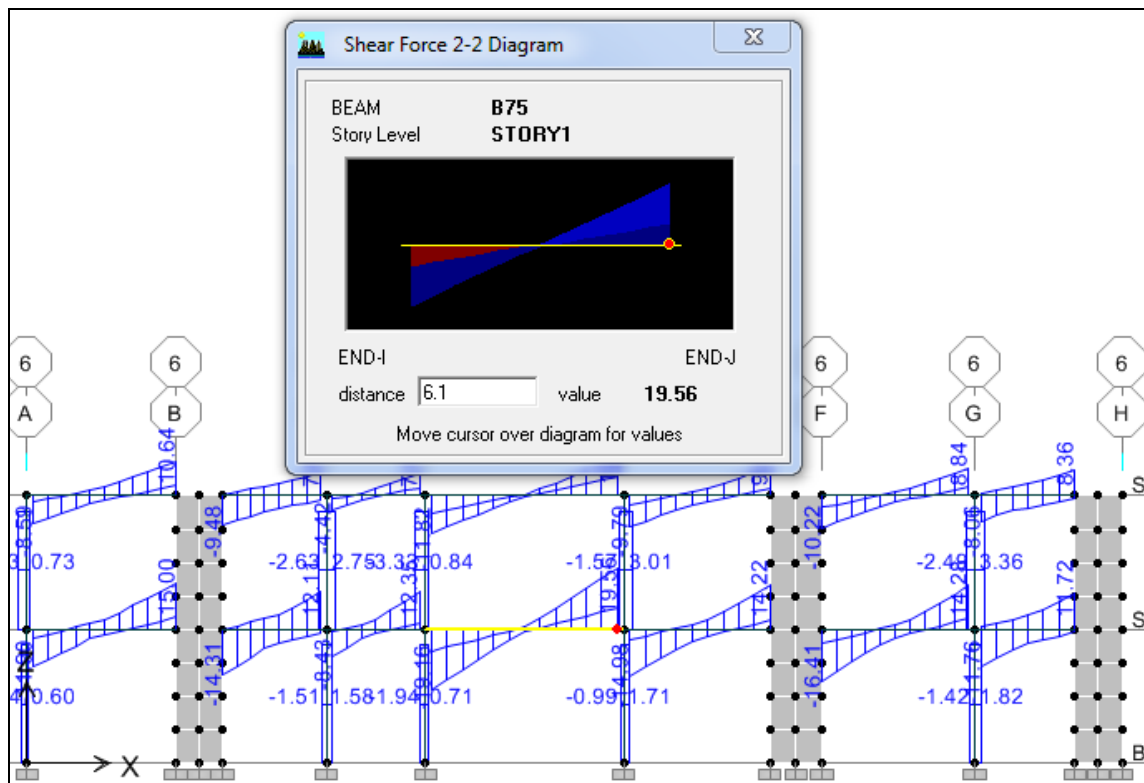


Diagrama de envolventes de cortantes.



Diseño por flexión:

APOYO IZQUIERDA

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION

○ ○ ○

○ ○ ○

h=60cms

b=30cms

fy = **4200 kg/cm2**

f'c = **280 kg/cm2**

Rec. = **6.00 cms**

Mu = **15.68 tn-m**

La cuantía maxima es: $\rho_{max} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot f'c / fy \cdot (6000 / (6000 + fy))$

$\rho_{max} = 0.01417$

As max = **25.50 cm2**

La cuantía minima es: $\rho_{min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'c) / fy$

$\rho_{min} = 0.00279$

As min = **5.02 cm2**

El area de acero calculado es

As calc = 8.03 cm2


As colocado=3Ø5/8”+2Ø5/8”

APOYO DERECHA

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION															
	h=60cms	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr><td style="padding: 2px 10px;">fy</td><td style="padding: 2px 10px;">=</td><td style="padding: 2px 10px; color: red;">4200 kg/cm2</td></tr> <tr><td style="padding: 2px 10px;">f'c</td><td style="padding: 2px 10px;">=</td><td style="padding: 2px 10px; color: red;">280 kg/cm2</td></tr> <tr><td style="padding: 2px 10px;">Rec.</td><td style="padding: 2px 10px;">=</td><td style="padding: 2px 10px; color: red;">6.00 cms</td></tr> <tr><td style="padding: 2px 10px;">Mu</td><td style="padding: 2px 10px;">=</td><td style="padding: 2px 10px; color: red;">16.84 tn-m</td></tr> </table>	fy	=	4200 kg/cm2	f'c	=	280 kg/cm2	Rec.	=	6.00 cms	Mu	=	16.84 tn-m	
fy	=	4200 kg/cm2													
f'c	=	280 kg/cm2													
Rec.	=	6.00 cms													
Mu	=	16.84 tn-m													
b=30cms															
La cuantia maxima es: $\rho_{max} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$															
ρ_{max}		=	0.01417												
As max		=	25.50 cm2												
La cuantia minima es: $\rho_{min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'_c) / f_y$															
ρ_{min}		=	0.00279												
As min		=	5.02 cm2												
El area de acero calculado es															
As calc		=	8.66 cm2												

As colocado=3Ø5/8"+3Ø5/8"

CENTRO

CALCULO DEL AREA DE ACERO DE ELEMENTOS EN FLEXION															
	h=60cms	<table style="width: 100%; border: none;"> <tr><td style="padding: 2px 10px;">fy</td><td style="padding: 2px 10px;">=</td><td style="padding: 2px 10px; color: red;">4200 kg/cm2</td></tr> <tr><td style="padding: 2px 10px;">f'c</td><td style="padding: 2px 10px;">=</td><td style="padding: 2px 10px; color: red;">280 kg/cm2</td></tr> <tr><td style="padding: 2px 10px;">Rec.</td><td style="padding: 2px 10px;">=</td><td style="padding: 2px 10px; color: red;">6.00 cms</td></tr> <tr><td style="padding: 2px 10px;">Mu</td><td style="padding: 2px 10px;">=</td><td style="padding: 2px 10px; color: red;">12.30 tn-m</td></tr> </table>	fy	=	4200 kg/cm2	f'c	=	280 kg/cm2	Rec.	=	6.00 cms	Mu	=	12.30 tn-m	
fy	=	4200 kg/cm2													
f'c	=	280 kg/cm2													
Rec.	=	6.00 cms													
Mu	=	12.30 tn-m													
b=30cms															
La cuantia maxima es: $\rho_{max} = 0.5 \cdot 0.85 \cdot 2 \cdot f'_c / f_y \cdot (6000 / (6000 + f_y))$															
ρ_{max}		=	0.01417												
As max		=	25.50 cm2												
La cuantia minima es: $\rho_{min} = 0.70 \cdot \text{raiz}(f'_c) / f_y$															
ρ_{min}		=	0.00279												
As min		=	5.02 cm2												
El area de acero calculado es															
As calc		=	6.24 cm2												

As colocado=3Ø5/8"+1Ø5/8"

Diseño por corte:

DISEÑO DE VIGAS POR FUERZA CORTANTE			
Datos de Diseño			
B	0.30 m		
D	0.56 m	(Peralte efectivo = H-recubrimiento)	
Luz libre	6.23 m		
Vultimo=	19.56 tn	(Cortante Ultimo del analisis estructural)	
Vc.m. =	8.91 tn	(Cortante debido a carga muerta)	
Vc.v. =	4.94 tn	(Cortante debido a carga viva)	
f _c	280.00 kg/cm ²		
Lado izquierdo			
As sup =	10.00 cm ²	Mn sup	20.06 tn-m
As inf =	6.00 cm ²	Mn inf	12.30 tn-m
Lado derecho			
As sup =	12.00 cm ²	Mn sup =	23.80 tn-m
As inf =	6.00 cm ²	Mn inf =	12.30 tn-m
Diagrama de Cortantes Hiperestaticos en la Viga			
Diagrama de Cortantes Isostaticos en la Viga			
Resultante de Cortantes en la Viga por Ductilidad			

El Cortante Maximo por Requisitos de Ductilidad es

$$V_u = 23.11 \text{ tn}$$

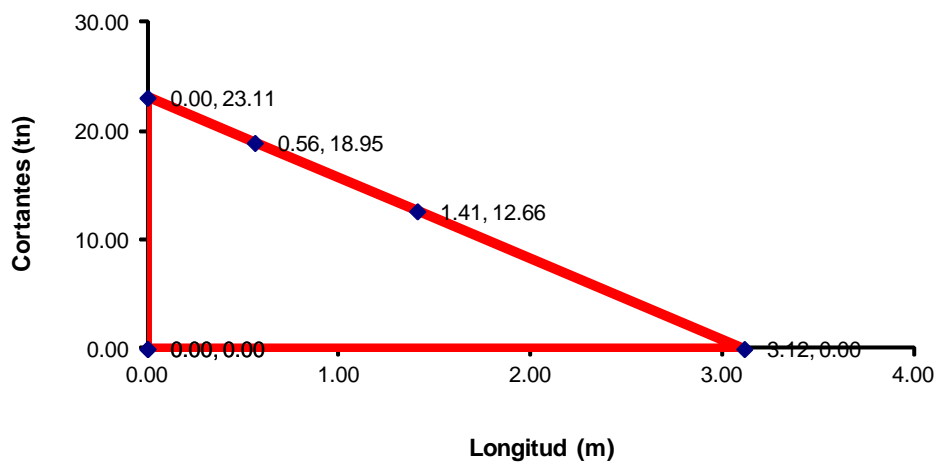
El Cortante Maximo Proveniente del Analisis Estructural es

$$V_u = 19.56 \text{ tn}$$

El Cortante Maximo escogido para el diseño por Corte es

$$V_u = 23.11 \text{ tn}$$

Diagrama de Fuerza Cortante Para Diseño



el cortante a la distancia "d" de la cara del apoyo será

$$V_{ud} = 18.95 \text{ tn}$$

La resistencia al corte aportada por el concreto es:

$$V_c = 0.53 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_c = 14.90 \text{ tn.}$$

$$\phi V_c = 0.85 V_c = 12.66 \text{ tn.}$$

la longitud hasta donde se extiende ϕV_c , $L = 1.41 \text{ m.}$

El corte que debe de ser resistido por el acero es:

$$V_s = V_u / \phi - V_c$$

$$V_s = 7.40 \text{ tn.}$$

Se debe de verificar que el aporte del acero sea menor que el máximo, el cual se determina mediante la siguiente expresión.

$$V_s = 2.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$V_s = 59.03 \text{ tn}$$

$$59.03 > 7.40 \implies \text{OK}$$

Escoger el diámetro del estribo (1/4", 3/8", 1/2")

$$\text{Diámetro} = 3/8 = 0.71 \text{ cm}$$

El área A_v será igual a:

$$A_v = 2 * 0.71 = 1.42 \text{ cm}^2$$

El espaciamiento de los estribos se determina a través de la siguiente expresión

$$S = A_v * f_y * d / V_s = 45.14 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$$

El espaciamiento calculado no debera exceder del espaciamiento máximo, según la siguiente expresión:

$$\text{Si: } V_s > 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$S \leq 30.00 \text{ cm}$$

$$S \leq d / 4 = 14.00 \text{ cm}$$

$$\text{Si: } V_s < 1.1 * \sqrt{f'c} * b * d$$

$$S \leq 60.00 \text{ cm}$$

$$S \leq d / 2 = 28.00 \text{ cm}$$

$$1.1 * \sqrt{f'c} * b * d = 30.92 \text{ tn}$$

$$30.92 > 7.40 \text{ tn}$$

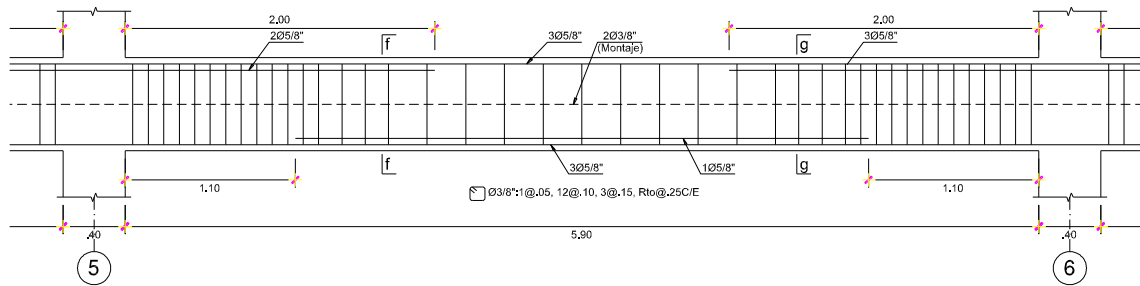
El espaciamiento máximo según la expresión será:

$$S = 28.00 \text{ cm} \dots \dots \dots (2)$$

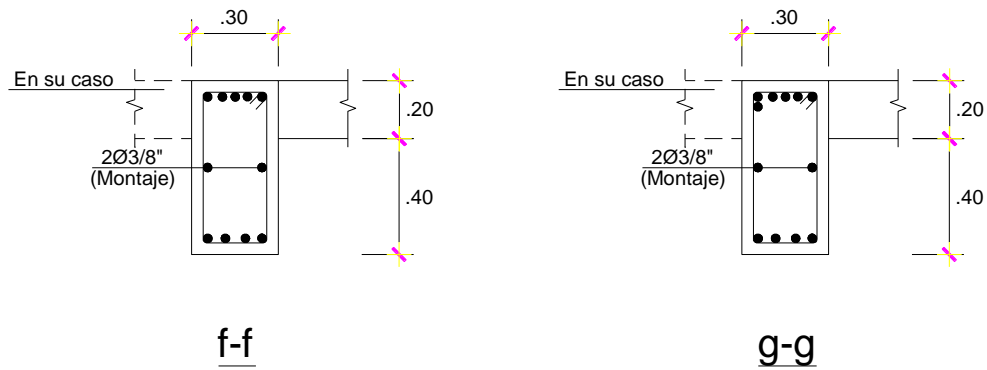
Comparando (1) y (2) y escogiendo el valor se tiene:

$$S = 28.00 \text{ cm}$$

Distribución de refuerzo en viga:



Corte de vigas:



4.9 Diseño de columnas

Las columnas son elementos estructurales que se diseñan por compresión y flexión simultánea además de corte, solicitaciones que son muy frecuentes en casi todos los tipos de estructuras de concreto.

El diseño de columnas se realizó por flexocompresión sobre la base de las mismas hipótesis del diseño en flexión.

4.9.1 Diseño por flexocompresión

Si se analiza una sección transversal sometida a flexo compresión, para una determinada distribución de acero, se puede obtener diferentes valores de carga y momento resistentes conforme se varíe la posición del eje neutro. A la curva que indica esta resistencia se le denomina Diagrama de Interacción.

Para la construcción del mismo se debe analizar el equilibrio de la sección, variando la ubicación del eje neutro.

En un diagrama de interacción se pueden encontrar el punto P_o corresponde al caso en el que el momento actuante es cero y la carga axial es máxima. Para calcular el valor de este punto se hace uso de la siguiente fórmula:

$$\phi P_o = \phi(0.85f'_c(A_g - A_s) + A_s f_y)$$

Donde

P_o : Resistencia nominal en compresión pura

ϕ : Factor de reducción de resistencia ($\phi = 0.70$)

A_g : Área bruta de la sección transversal del elemento

A_s : Área del refuerzo de acero longitudinal

Adicionalmente a este análisis, la Norma establece ciertas disposiciones para columnas que resistan fuerzas de sismo, estas son:

- 1 La resistencia especificada del concreto (f'_c) no será menor que 210 kg/cm^2
- 2 La calidad del acero de refuerzo no excederá de lo especificado para acero grado 60
- 3 La cuantía de refuerzo longitudinal (ρ) no será menor que 0.01 ni mayor que 0.04.

4.9.2 Diseño por corte

El diseño por corte es similar al efectuado para vigas, el cálculo de V_u de diseño se hace con los momentos nominales de la columna los cuales se obtienen del diagrama de interacción.

$$V_u = (M_{ni} + M_{ns}) / h_n$$

Donde :

M_{ni} : Momento nominal inferior

M_{ns} : Momento nominal superior

h_n : Luz libre de la columna

Además se debe cumplir:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n \leq V_c + V_s$$

$$V_s = A_v f_y d / s$$

V_n : Resistencia nominal

V_c : Resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante

V_s : Resistencia nominal del refuerzo a la fuerza cortante

Resistencia de Diseño

El cálculo de la resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante es similar al de las vigas con la única diferencia que en ese caso esta resistencia se incrementa debido a la carga axial.

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d (1 + 0.071 N_u / A_g)$$

Donde:

N_u = Axial actuante

A_g = Área bruta

Resistencia Requerida

La fuerza cortante V_u se debe determinarse a partir de los momentos nominales en flexión.

4.9.3 Requisitos especiales para elementos a flexocompresión:

Se debe asegurar un comportamiento dúctil para lo cual se debe confinar al concreto en las zonas extremas del elemento (zona de rotulamiento), puesto que allí están los máximos esfuerzos internos. Las recomendaciones de la norma respecto a la distribución de estribos (acápite 13.7.2) es la siguiente:

Se debe colocar en ambos extremos del elemento estribos cerrados sobre una longitud “ l_o ” medida desde la cara del nudo y sea mayor que:

- 1 $l_n/6$
- 2 Máxima dimensión de la columna
- 3 45 cm

Debiendo ubicarse el primer estribo a no más de 5 cm de la cara del nudo.

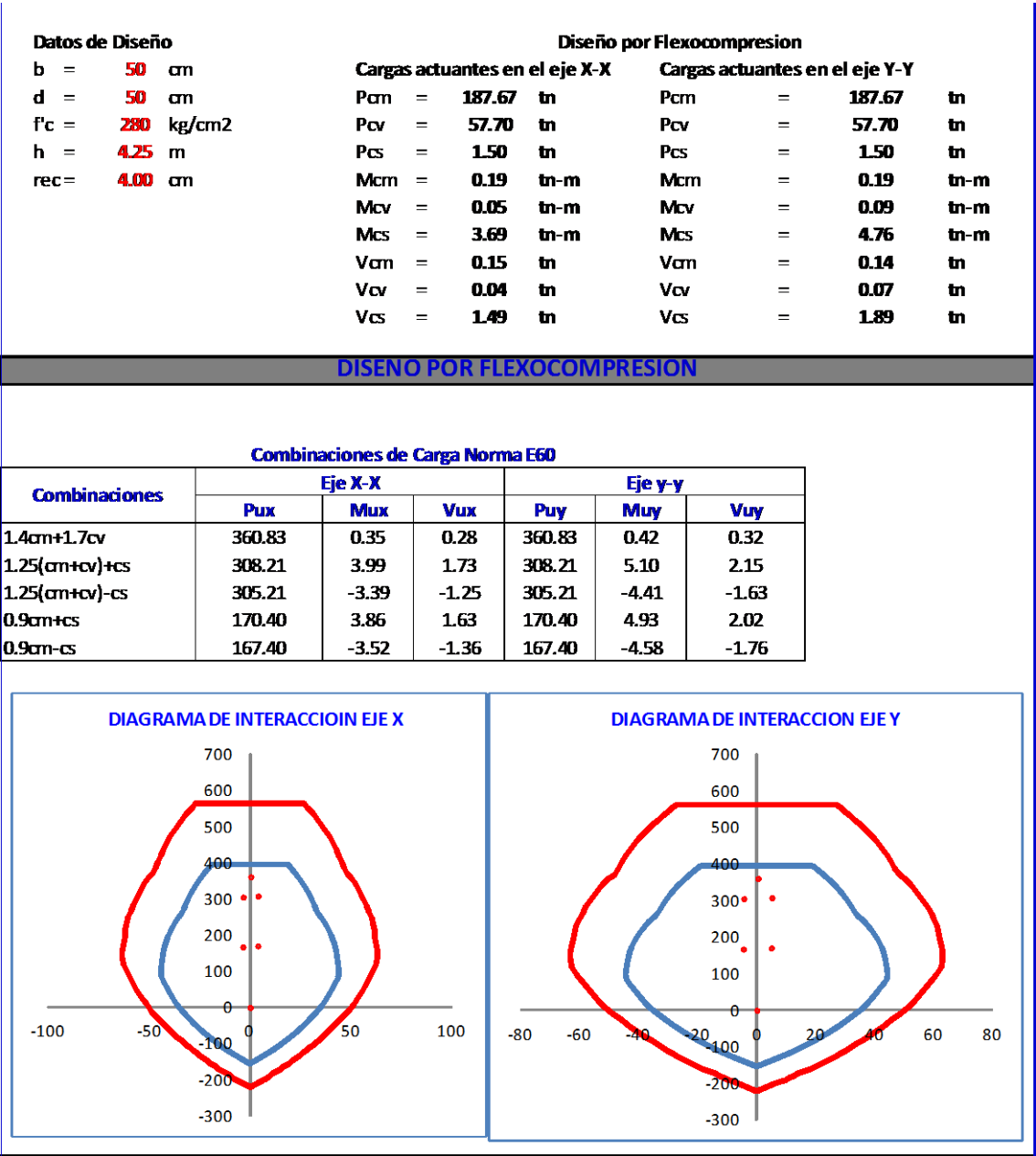
Estos estribos estarán espaciados una distancia que no sea menor que

- 1 La mitad de la dimensión más pequeña de la sección transversal del elemento
- 2 10 cm

El espaciamiento fuera de la zona de confinamiento “ l_o ” no debe ser mayor que:

- 1 16 veces el diámetro de la barra longitudinal de menor diámetro
- 2 La menor dimensión del elemento
- 3 30 cm

Diseño de columna:



4.10 Diseño de placas

Las placas, o también llamados muros de corte, son aquellos elementos de la estructura que resisten cargas axiales y cargas laterales sísmicas. Su diseño es muy parecido al de una columna, con la salvedad que, debido a su gran rigidez lateral absorben grandes cortantes que a su vez producen grandes momentos. Y justamente por este motivo se les conoce con el nombre de muros de corte.

Las placas se diseñarán por flexo-compresión y por cortante, los procedimientos son parecidos, en ambos casos, a los tratados en el diseño de columnas.

4.10.1 Diseño Por Flexo Compresión

Para que las placas sean considerados como muros esbeltos y por lo tanto se diseñen por flexo compresión, la norma dice que la relación entre la altura total de la placa y su longitud deberá ser mayor que 1, ($H/L \geq 1$).

El refuerzo vertical se distribuye a lo largo del muro, concentrándose mayor refuerzo en los extremos, zonas denominadas núcleos, que se diseñan como columnas sometidas a flexo compresión debido a momentos de carga de gravedad y de sismo.

4.10.2 Diseño por corte

El diseño por corte es similar al descrito en el capítulo de diseño de vigas, es decir que se basa en la siguiente expresión que se menciona a continuación:

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_n \leq V_c + V_s$$

$$V_n = V_c + V_s \leq 2.6 \times t \times d \times \sqrt{f'_c}$$

Donde:

V_n : Resistencia nominal no debe exceder de $2.6 \sqrt{f'_c} t d$

V_c : Resistencia nominal del concreto a la fuerza cortante.

V_s : Resistencia nominal del refuerzo a la fuerza cortante.

Resistencia Requerida

Siguiendo la filosofía de la Norma el diseño de muros de corte está orientado a tener una falla dúctil y no frágil, es por esta razón que se amplifica la fuerza cortante del muro de manera que la falla sea por flexión y no por corte como a continuación se indica:

$$V_u \geq V_{ua} \times (M_{ur} / M_{ua})$$

Donde:

V_u : Cortante Amplificado de diseño

V_{ua} : Cortante última amplificada proveniente de análisis.

$\frac{M_{ur}}{M_{ua}}$: Relación momento nominal de la sección asociada a P_u y el momento ultimo proveniente del análisis

Sin embargo se realizara la corrección por amplificación dinámica hasta un valor máximo de 2.50 dado que valores superiores exigen que la cantidad de refuerzo por corte se incremente a tal punto que se obtienen cuantías inusuales en nuestro medio.

Resistencia de Diseño

El aporte del concreto para resistir la acción del cortante último será:

$$V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b d$$

Donde:

P_u : Carga axial amplificada proveniente del análisis sísmico y de gravedad

t : Espesor de la placa

Además

$$\text{Si } (P_u / A_g < 0.1 f'_c) \text{ entonces } V_c = 0$$

Cuando la fuerza cortante de diseño V_u sea mayor al aporte del concreto (ϕV_c) la Norma especifica que se debe colocar refuerzo horizontal por corte. El área de este refuerzo se calcula con la siguiente expresión:

$$V_s = A_v * f_y * d / s$$

Donde:

A_v : Refuerzo Transversal por corte

s : Es la separación mínima entre estribos

Además la norma señala que la cuantía de refuerzo horizontal debe ser mayor o igual que:

$$\rho_h \text{ mín} \geq 0.0025$$

y el espaciamiento de este refuerzo no deberá ser mayor que **L/5, 3t o 45 cm**.

Mientras que la cuantía del refuerzo vertical debe cumplir:

$$\rho_v \text{ mín} \geq 0.0025$$

No siendo necesario que sea mayor que el refuerzo horizontal, el espaciamiento de este refuerzo no deberá exceder **de L/3, 3t o 45 cm**.

Cuando la fuerza cortante de diseño sea menor que $0.5\phi V_c$ las cuantías especificadas son las siguientes:

$$\rho_h > 0.0020 \quad \text{y} \quad \rho_v > 0.0015$$

Diseño de placas

Fuerzas de diseño para placa PL-07:

Story	P	V2	V3	T	M2	M3
STORY1	-184.14	-4.38	-1.6	-0.244	4.237	18.351
STORY1	-194.79	-4.38	-1.6	-0.244	-2.171	0.813
STORY1	-51	-1.58	-0.62	-0.09	1.637	6.794
STORY1	-51	-1.58	-0.62	-0.09	-0.846	0.493
STORY1	8.01	63.62	1.98	0.981	1.894	109.631
STORY1	8.01	63.62	1.98	0.981	6.089	359.009
STORY1	-8.01	-63.62	-1.98	-0.981	-1.894	-109.631
STORY1	-8.01	-63.62	-1.98	-0.981	-6.089	-359.009

Diseño por flexion :

Por diseño de flexion, se estima un acero preliminar **32.0 cm²** en cada extremo el mismo que debiera verificarse con el diagrama de interaccion (diseño por flexocompresión)
Este refuerzo se extenderá en altura según la norma E060, el mayor de los valores siguientes:

$$\begin{aligned} L_m &= 385.00 \text{ cm} \\ \mu_u/4V_u &= 126.86 \text{ cm} \end{aligned}$$

ACERO DE REFUERZO MINIMO

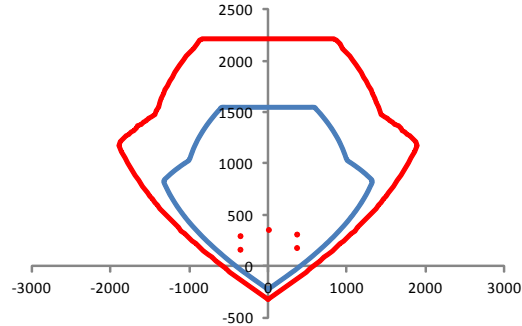
Tanto para el acero de refuerzo vertical como para el horizontal la cuantía mínima de refuerzo será $\rho \geq 0.0025$

Cuando V_u sea menor que $0.5\phi V_c$, las cuantías de refuerzo horizontal y vertical podrán reducirse a $\rho_h \geq 0.002$ $\rho_v \geq 0.0015$

Diseño por Flexocompresion

Cargas actuantes

P _{cm}	=	194.79	tn
P _{cv}	=	51	tn
P _{cs}	=	8.01	tn
M _{cm}	=	0.813	tn-m
M _{cv}	=	0.493	tn-m
M _{cs}	=	359.009	tn-m
V _{cm}	=	4.38	tn
V _{cv}	=	1.58	tn
V _{cs}	=	63.62	tn



Combinaciones de Carga Norma E60

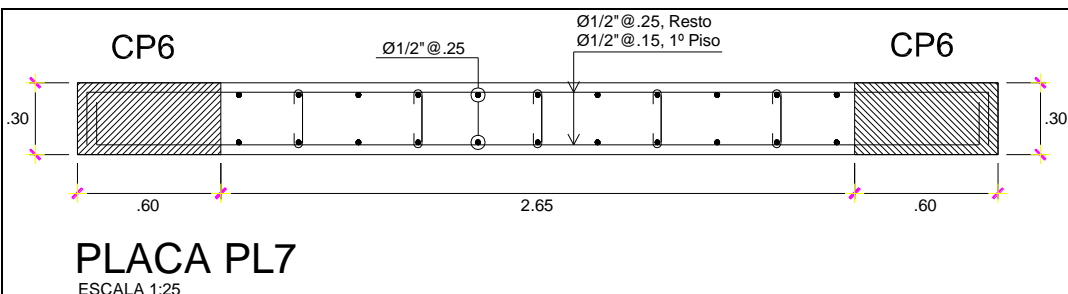
Combinaciones	Pu	Mu	Vu	ϕM_n	Mn	Mn/Mu Calculado	Mn/Mu Propuesto	Mn/Mu Usado
1.4cm+1.7cv	359.41	1.98	8.82	908.05	1297.21	656.39	2.00	2.00
1.25(cm+cv)+cs	315.25	360.64	71.07	854.52	1220.74	3.38	2.00	2.00
1.25(cm+cv)-cs	299.23	-357.38	56.17	826.95	1181.36	3.31	2.00	2.00
0.9cm+cs	183.32	359.74	67.56	672.97	961.39	2.67	2.00	2.00
0.9cm-cs	167.30	-358.28	59.68	639.79	913.99	2.55	2.00	2.00

Mn = Momento Nominal con la cuantía de acero realmente colocado
en funcion de la carga axial Pu para cada combinación de carga

Vu	ϕV_n	CONDICION
17.64	341.70	OK
142.14	341.70	OK
112.34	341.70	OK
135.12	341.70	OK
119.36	341.70	OK

DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Combinaciones	Vu	Nu/Ag	<>	0.10f'c	Vc	Vs	As transv.	S
1.4cm+1.7cv	17.64	31.12	>	28.00	81.95	-61.20	1.27	-53.69
1.25(cm+cv)+cs	142.14	27.29	<	28.00	0.00	167.22	1.27	19.65
1.25(cm+cv)-cs	112.34	25.91	<	28.00	0.00	132.16	1.27	24.86
0.9cm+cs	135.12	15.87	<	28.00	0.00	158.97	1.27	20.67
0.9cm-cs	119.36	14.48	<	28.00	0.00	140.42	1.27	23.40



4.11 Diseño de cimentación

La cimentación es la parte de la estructura que se encarga de transmitir al terreno las cargas de las columnas y placas. Estas cargas (fuerzas axiales, cortantes y momentos) producen un esfuerzo en el terreno, el cual no deberá exceder el esfuerzo admisible del terreno proporcionado por el estudio de suelos.

El diseño comprende dos etapas: el predimensionamiento, se considerará de 5% a 10% de las cargas de servicio como el peso propio de la zapata. Y el diseño de la cimentación que incluye el dimensionamiento del peralte y el refuerzo de acero requerido.

4.11.1 Verificación de esfuerzos en terreno de fundación

El primer paso es tratar que coincida el centro de gravedad con el centro de cargas. Después se debe realizar el dimensionamiento de la zapata de modo de obtener presiones menores o iguales a la presión admisible (en este caso es de 1.35 Kg/cm²). Seguidamente se evalúan las presiones reales debido a las cargas y momentos actuantes con la siguiente expresión:

$$\sigma = \frac{P}{A} \pm \frac{M_x \cdot X}{I_y} \pm \frac{6 \cdot M_y}{I_x} < \sigma_{adm}$$

Donde:

P: Carga vertical en servicio.

σ : Esfuerzo admisible del suelo reducido.

A: Área tentativa de la zapata.

I: Momento de inercia.

y: Distancia desde el eje neutro de la sección hasta la fibra en compresión más alejada.

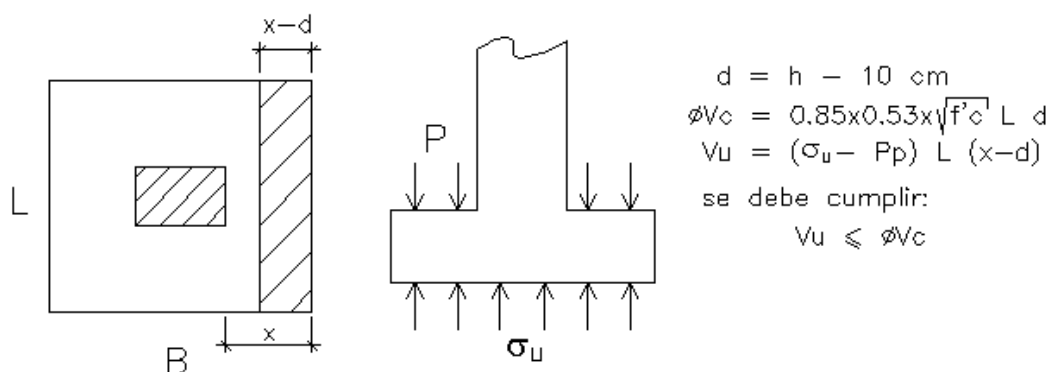


Fig. Diseño por corte de una zapata rectangular

Donde:

d: peralte efectivo de la sección, igual a "h-10" (en cm) .

B: Ancho de la zapata en la dirección de análisis.

f'c: Resistencia a la compresión del concreto.

4.11.2 Diseño por punzonamiento

Se busca definir el peralte que tendrá la zapata, el cual será como mínimo 60 cm para asegurar que se desarrolle la longitud de anclaje de las barras longitudinales de los elementos verticales. En los cálculos, el peralte efectivo “d” se considerará igual al peralte total de la zapata menos 10 cm ($d = h - 10$).

Se asume que la zapata actúa como losa en dos direcciones, con una sección crítica perpendicular al plano de la losa y localizada de tal forma que su perímetro “Lo” sea mínimo, y este se presenta a “d/2” de la cara de la columna o placa

En ningún caso los esfuerzos hallados deben exceder la capacidad portante del suelo, ni debe haber esfuerzos en tracción. Posteriormente para el diseño se tomará el máximo valor obtenido después de amplificar las cargas actuantes (P_u máx.).

4.11.3 Diseño por cortante

Se asume que la zapata actúa como viga, con una sección crítica ubicada a una distancia “d” de la cara de la columna o placa.

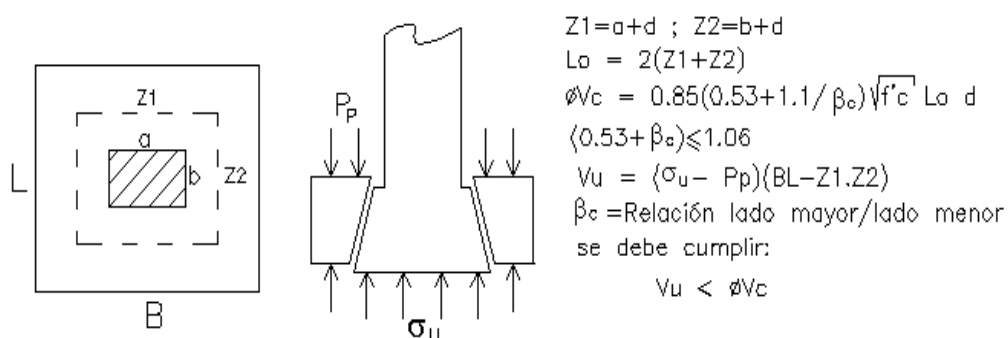


Fig. Diseño por punzonamiento de una zapata rectangular.

Donde

β_c : Relación del lado largo el lado corto del elemento vertical

Lo : Es el perímetro de la sección crítica medida a “d/2” de la cara de apoyo.

En base a estas dos verificaciones se obtiene el peralte de la zapata.

4.11.4 Diseño por flexión

El diseño por flexión dará a conocer el área del acero de refuerzo que necesita la zapata para soportar el momento de diseño de la sección crítica, ubicado en la cara de los elementos verticales

Se emplean las ecuaciones de flexión ya vistas en el caso de vigas y losas.

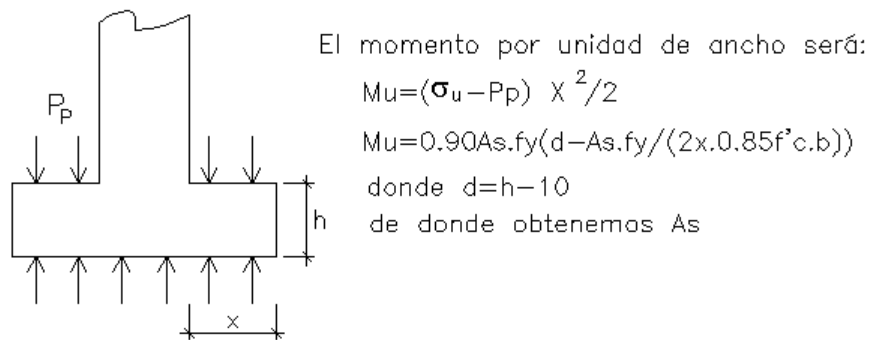


Fig. Diseño por flexión de una zapata rectangular

En la estructuración de la cimentación fue necesario incluir zapatas (aisladas, combinadas), vigas de conexión, plateas de cimentación, a continuación se explicara el diseño de las zapatas aisladas en los diferentes pabellones que sean necesarios colocarlos.

Diseño de cimentación bloque

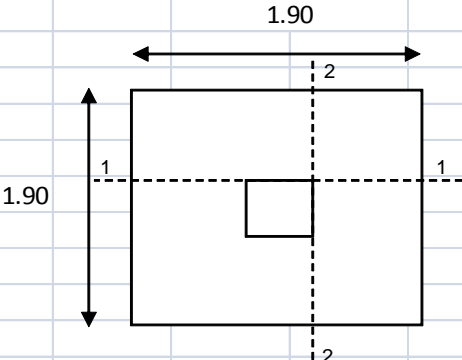
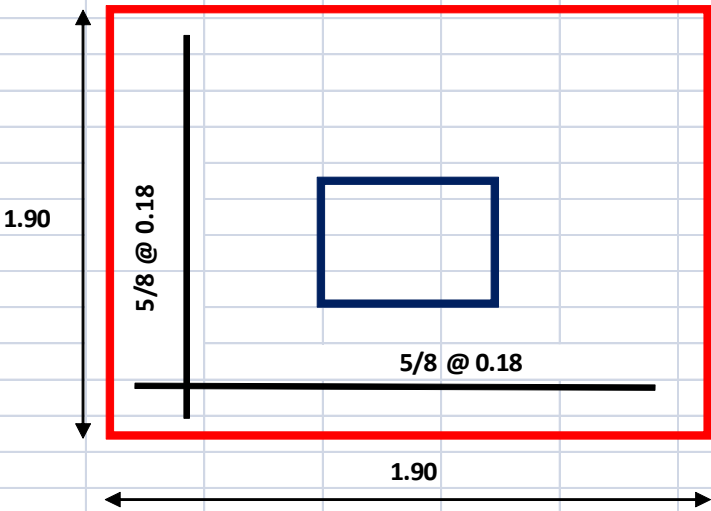
Diseño de zapata para columnas:

DISEÑO DE ZAPATA									
1) Dimensiones de la columna									
t3	=	0.40	m						
t2	=	0.40	m						
f'c	=	280.00	kg/cm2						
t3 orientado con (X o Y)		Y							
2) Cargas aplicadas									
Pm	=	31.74	tn						
Pv	=	9.40	tn						
Psx	=	0.11	tn						
Psy	=	0.86	tn						
Mmx	=	0.21	tn-m						
Mvx	=	0.12	tn-m						
Mmy	=	0.02	tn-m						
Mvy	=	0.15	tn-m						
Msx	=	0.09	tn-m						
Msy	=	0.10	tn-m						
3) Datos del terreno (capacidad admisible)									
σ_t	=	1.35	kg/cm2	=	13.50	tn/m2			
4) Dimensionamiento									
4.1) verificación (Momento sin sismo)									
Pm=	31.74	Tn							
Pv=	9.40	Tn							
Mmx=	0.21	tn-m							
Mvx=	0.12	tn-m							
Mmy=	0.02	tn-m							
Mvy=	0.15	tn-m							
Area tentativa =	41.14	x 1.05	=	3.56	m2				
	12.15								
a) Buscando las dimensiones de la zapata:									
Lx=	1.90	m							
Ly=	1.90	m							
b) Verificamos momentos en X									
σ	=	P	+	6Mx					
		A		Ly Lx^2					
σ	=	43.20	+	2.00	=	12.26	tn/m2		
		3.61		6.86					

c) Verificamos momentos en Y						
σ	=	$\frac{P}{A}$	+	$\frac{6M_y}{L_x L_y^2}$		
σ	=	$\frac{43.20}{3.61}$	+	$\frac{1.01}{6.86}$	=	12.11 tn/m ²
d) Verificamos biaxialmente						
σ	=	$\frac{P}{A}$	+	$\frac{6M_x}{L_y L_x^2}$	+	$\frac{6M_y}{L_x L_y^2}$
σ	=	$\frac{43.20}{3.61}$	+	$\frac{2.00}{6.86}$	+	$\frac{1.01}{6.86}$
					=	12.41 tn/m ²
4.2) Verificación (Sismo en X)						
Pm	=	31.74	tn			
Pv	=	9.40	tn			
Psx	=	0.11	tn			
Psy	=	0.86	tn			
Mmx	=	0.21	tn-m			
Mvx	=	0.12	tn-m			
Mmy	=	0.02	tn-m			
Mvy	=	0.15	tn-m			
Msx	=	0.09	tn-m			
Msy	=	0.10	tn-m			
σ	=	$\frac{P}{A}$	+	$\frac{6M_x}{L_y L_x^2}$	+	$\frac{6M_y}{L_x L_y^2}$
σ	=	$\frac{43.31}{3.61}$	+	$\frac{2.56}{6.86}$	+	$\frac{1.01}{6.86}$
					=	12.52 tn/m ²
4.3) verificación (Sismo en Y)						
σ	=	$\frac{P}{A}$	+	$\frac{6M_x}{L_y L_x^2}$	+	$\frac{6M_y}{L_x L_y^2}$
σ	=	$\frac{44.10}{3.61}$	+	$\frac{2.00}{6.86}$	+	$\frac{1.59}{6.86}$
					=	12.74 tn/m ²
El esfuerzo maximo es		σ_{max}	=	12.74 tn/m ²	<	16.20 tn/m ²
No se necesita aumentar dimensiones de la zapata						
Dimension a aumentar =		0.00	m			
las nuevas dimensiones de la zapata son:						
Lx=	1.90	m				
Ly=	1.90	m				

Verificamos momentos en X							
σ	=	P	+	6Mx			
		A		Ly Lx^2			
σ	=	43.20	+	2.00	=	12.26 tn/m2	
		3.61		6.86			
Verificamos momentos en Y							
σ	=	P	+	6My			
		A		Lx Ly^2			
σ	=	43.20	+	1.01	=	12.11 tn/m2	
		3.61		6.86			
Verificamos biaxialmente							
σ	=	P	+	6Mx	+	6My	
		A		Ly Lx^2		Lx Ly^2	
σ	=	43.20	+	2.00	+	1.01	= 12.41 tn/m2
		3.61		6.86		6.86	
Verificación (Sismo en X)							
Pm	=	31.74	tn				
Pv	=	9.40	tn				
Psx	=	0.11	tn				
Psy	=	0.86	tn				
Mmx	=	0.21	tn-m				
Mvx	=	0.12	tn-m				
Mmy	=	0.02	tn-m				
Mvy	=	0.15	tn-m				
Msx	=	0.09	tn-m				
Msy	=	0.10	tn-m				
σ	=	P	+	6Mx	+	6My	
		A		Ly Lx^2		Lx Ly^2	
σ	=	43.31	+	2.56	+	1.01	= 12.52 tn/m2
		3.61		6.86		6.86	
Verificación (Sismo en Y)							
σ	=	P	+	6Mx	+	6My	
		A		Ly Lx^2		Lx Ly^2	
σ	=	44.10	+	2.00	+	1.59	= 12.74 tn/m2
		3.61		6.86		6.86	

El esfuerzo maximo es	σ_{max}	=	12.74	tn/m2	<	16.20	tn/m2
No se necesita aumentar dimensiones de la zapata							
Diseño							
Cuando no se considera sismo:							
σ_{max} =	1.60 x	12.41	=	19.85	tn/m2		
Cuando se considera sismo:							
σ_{max} =	1.25 x	12.74	=	15.93	tn/m2		
Por lo tanto se efectuara el diseño con:				σ_{max} =	19.85	tn/m2	
Verificacion por punzonamiento							
Se tienen volados iguales =				0.75	m		
Ingrese el peralte de la zapata d =				0.50	m		
La altura de la zapata será h=				0.60	m		
bo=	2.00	x	0.90	+	2.00	x	0.90 = 3.60 m
Ao=	0.90	x	0.90	=	0.81	m2	
Atotal =	1.90	x	1.90	=	3.61	m2	
Cortante de diseño por punzonamiento							
Vu= σ_u (Atotal - Ao)		=	55.58	tn			
Cortante resistente por punzonamiento							
$V_c = (0.53+1.1/B_c)(Raiz(f'c) \text{ bo } d)$							
Donde	Bc =	0.40	=	1.00	====>	Vc =	491.0 tn
		0.40					
Por tanto ϕV_c =		0.85	x	490.95	=	417.31	tn
ϕV_c	>	Vu	=====>	El peralte escogido es correcto			
Por cortante							
Cortante de diseño							
$V_u = \sigma_{max} L_x$ (volado-d)							

$V_u =$	$19.85 *$	1.90	$($	0.75	$-$	0.50	$)$	$=$	9.43 tn	
Cortante resistente										
$V_c = 0.53 \text{ Raiz}(f'c) Lx d$	$=$	84.25	tn							
Por tanto $\phi V_c =$	0.85	x	84.25	$=$	71.61	tn				
ϕV_c	$>$	V_u	=====> El peralte escogido es correcto							
Diseño por Flexion										
Diametro (1/2, 5/8, 3/4, 1)		5/8								
Seccion 1-1										
$M_u = \sigma \max (\text{volado})^2 * Lx / 2$										
$M_u =$	10.61	tn-m								
$A_s =$	$5.64 \text{ cm}^2 /$	1.90 m								
$A_s =$	$2.97 \text{ cm}^2/\text{m}$									
$A_{smin} =$	$10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$									
Seccion 2-2										
$M_u = \sigma \max (\text{volado})^2 * Ly / 2$										
$M_u =$	10.61	tn-m								
$A_s =$	$5.64 \text{ cm}^2 /$	1.90 m								
$A_s =$	$2.97 \text{ cm}^2/\text{m}$									
$A_{smin} =$	$10.80 \text{ cm}^2/\text{m}$									
										
										

PARTE III: Análisis estructural aislado

4.12 Antecedentes del proyecto.

4.12.1 Normas y reglamentos usados

- Reglamento Nacional de Edificaciones (RNE) 2009
 - Norma E-020- Cargas
 - Norma E-030- Diseño Sismo resistente
 - Norma E-060- Concreto Armado
- Norma Americana ASCE/SEI 7-2010
 - Capítulo 17-Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structures.

4.12.2 Características del proyecto

Ubicación: El proyecto está ubicado en la provincia de Sullana, departamento de Piura.

Área a construir: El área aproximada a construir de 12490 m².

Bloques 1: Este edificio está formado por 1 bloques que presenta 4 niveles.

4.12.3 Características del sistema de aislamiento

Nivel de Aislamiento: El proyecto presenta 2 niveles de aislamiento, uno es general y otro por el ascensor.

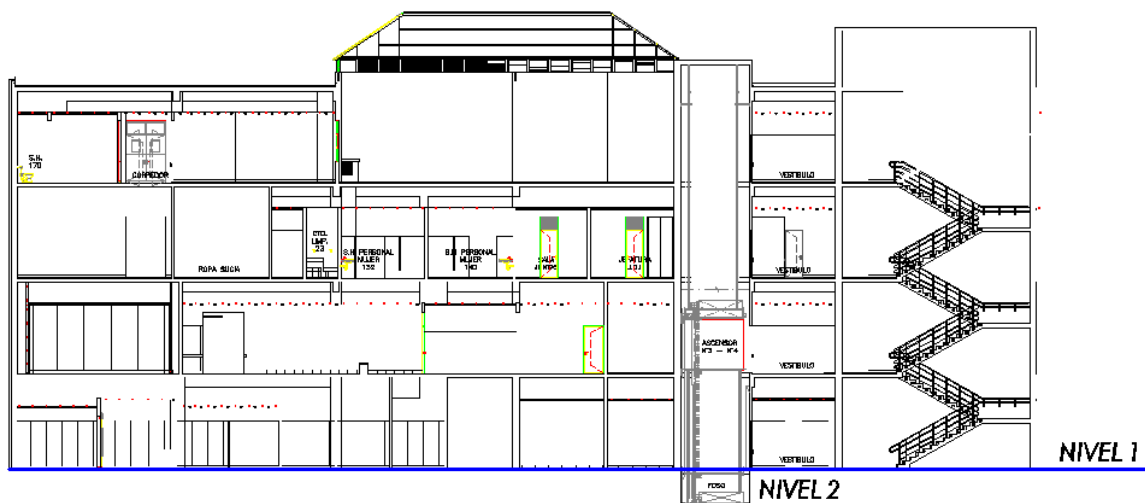


Fig. 01 Corte de nivel de Aislamiento (línea azul)

Aisladores: los aisladores de un solo tipo de los cuales todos presentan núcleo de plomo.

Deslizadores: El bloque presenta 21 deslizador.

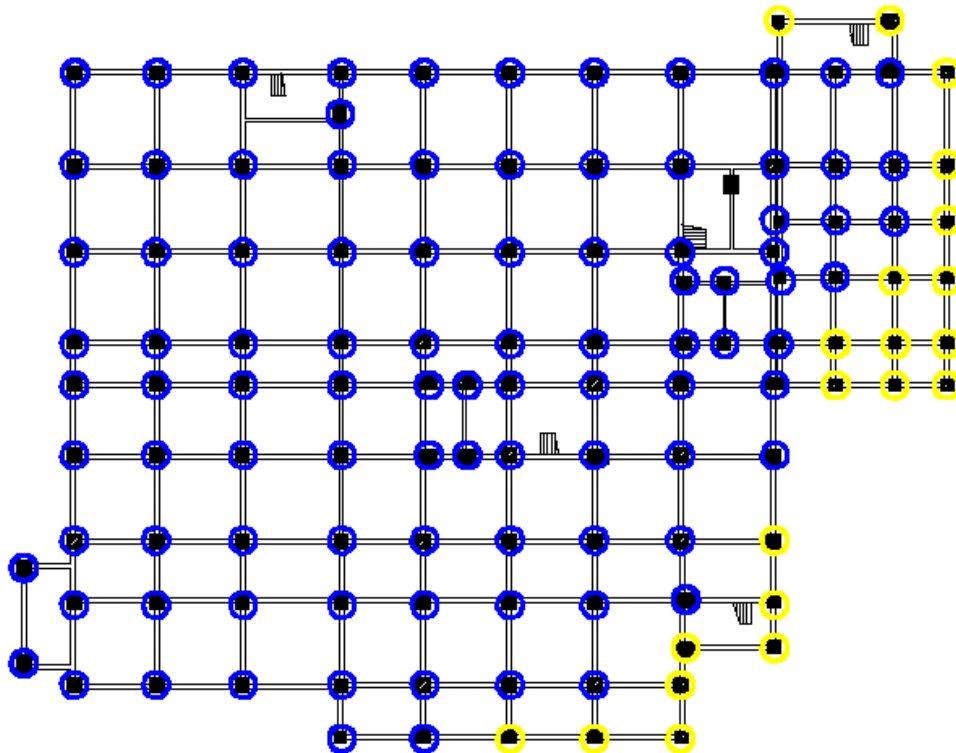


Fig. 02 Vista en planta de la distribución de Aisladores (Azul) y deslizadores (Amarillo)

4.13 Análisis y diseño del sistema de aislamiento

4.13.1 Parámetros sísmicos para el diseño

- Zona sísmica (Z): Zona sísmica 3
- Tipo de suelo: Suelo tipo 3 (S3)
- Uso: Común, $U=1$

Procedimiento de diseño

El procedimiento de diseño consiste en un proceso iterativo de hacer variar las propiedades dinámicas y geométricas de los aisladores y deslizadores, además de la distribución de los elementos, con la finalidad de llegar al desempeño esperado, es decir control de derivas de entrepiso, disminuir las aceleraciones de la estructura, reducción de esfuerzos en los elementos estructurales.

En primer lugar se establecen el periodo y amortiguamiento objetivo de la estructura aislada, luego se procede a calcular el desplazamiento para los

sismos de diseño y sismo máximo, haciendo uso de un procedimiento de Fuerza Lateral Equivalente, dado por la norma Americana ASCE/SEI 7-2010. Se hace uso de las siguientes formulas para el cálculo del desplazamiento y desplazamiento total, considerando la excentricidad del sistema de aislamiento.

$$\Delta = \frac{S_a * T^2 * g}{4 * \pi^2 * \beta}$$

Donde:

Δ : Desplazamiento de la estructura aislada.

S_a : Aceleración espectral con 5% de amortiguamiento.

T : Periodo objetivo del sistema de aislamiento.

β : Coeficiente de amortiguamiento, que depende del amortiguamiento objetivo de la estructura aislada. Ver tabla 01

g : Gravedad.

$$\Delta_T = \Delta * \left[1 + y * \frac{12 * e}{(b^2 + d^2)} \right]$$

Donde:

Δ : Desplazamiento de la estructura aislada.

Δ_T : Desplazamiento total de la estructura aislada, considerando excentricidad accidental.

y : Distancia entre el centro de rigidez del sistema de aislamiento y el elemento más distante.

e : Excentricidad accidental, considerada como el 5% del lado perpendicular al sismo en análisis.

b y d : Dimensiones en planta de la estructura.

Amortiguamiento Efectivo B (%)	Coeficiente de amortiguamiento β
≤ 2	0.8
5	1.0
10	1.2
20	1.5
30	1.7
40	1.9
≥ 50	2.0

Tabla 01. Coeficiente de amortiguamiento.

Luego de obtener los parámetros objetivos iniciales, se procede a calcular los parámetros geométricos y dinámicos de los aisladores, deslizadores y del sistema de aislamiento sísmico.

A continuación se realiza un análisis dinámico espectral, introduciendo las propiedades dinámicas de aisladores y deslizadores. Los resultados obtenidos tendrán que cubrir las tolerancias máximas de desplazamiento de entrepiso, eliminar torsiones en planta y tracciones del sistema de aislamiento.

Al finalizar todo el procedimiento se llega a la conclusión que los parámetros objetivos planteados iniciales cumplen con el desempeño esperado para la estructura, de no ser así, se plantea otra solución, haciendo variar las propiedades y distribución de los elementos del sistema de aislamiento.

4.13.2 Parámetros iniciales de la estructura aislada

Parámetros objetivos:

- Periodo objetivo: $T=2.2\text{seg.}$
- Amortiguamiento objetivo: $B=20.0\%$

Desplazamientos:

- Desplazamiento de Diseño (D_D): $D_D=32\text{ cm}$
- Desplazamiento total de Diseño (D_{TD}): $D_{TD}=37.5\text{ cm}$
- Desplazamiento Máximo (D_M): $D_M=52.0\text{ cm}$
- Desplazamiento Máximo Total (D_{TM}): $D_{TM}=60\text{ cm}$

Se debe de tener en cuenta que estos valores son tomados del método de Fuerza Lateral Equivalente y luego serán afinados en el método Dinámico.

Distribución de elementos:

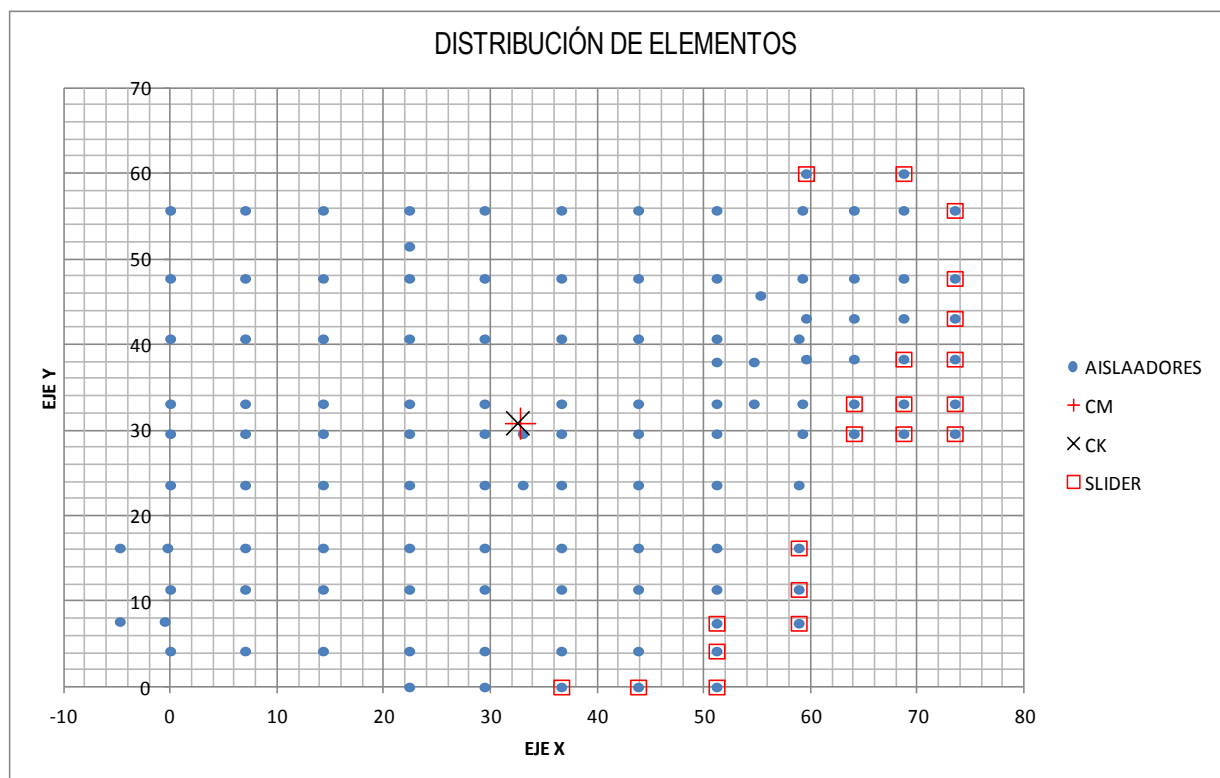


Fig. 03 Esquema de distribución de Aisladores (Azul) y deslizadores (Rojo)

4.13.3 Propiedades geométricas y dinámicas de aisladores y deslizadores

Las propiedades de los aisladores y deslizadores son valores que cambian de acuerdo a los ciclos de iteración en el proceso de diseño. en la siguientes imágenes se muestran los detalles de un aislador sísmico.

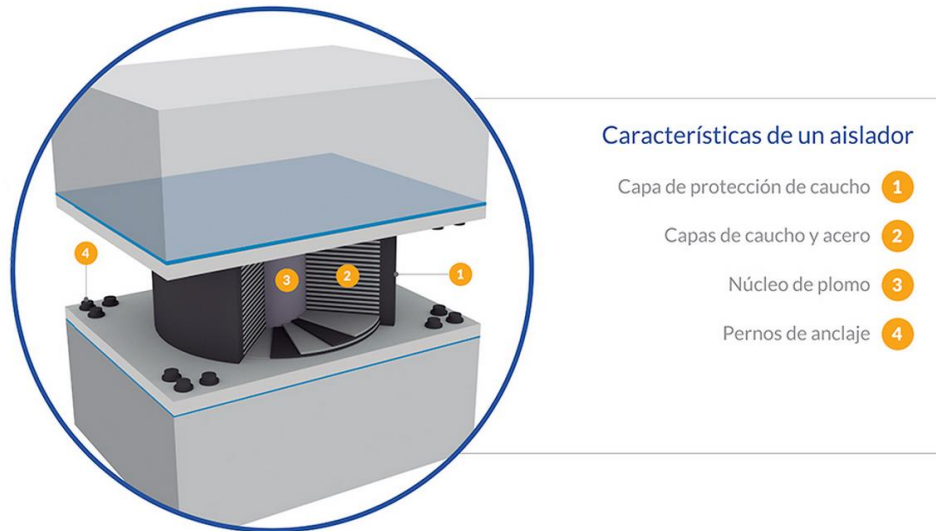


Fig. 03 Partes de un Aislador sísmico

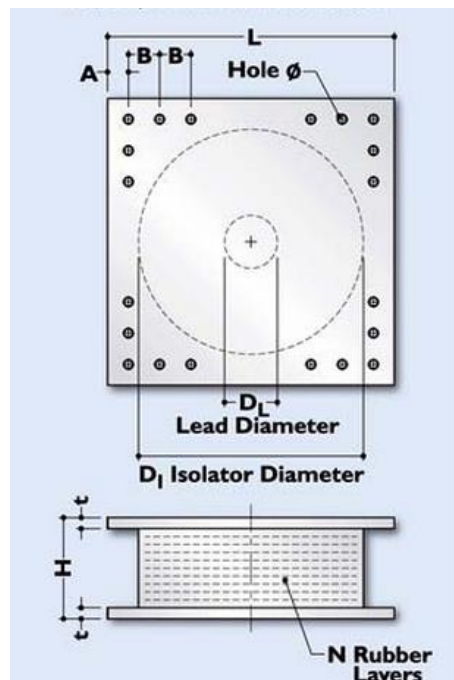


Fig. 04 Propiedades geométricas del Aislador.

PROPIEDADES GEOMÉTRICAS AISLADORES (DIÁMETRO)

El diámetro de los aisladores sísmicos, depende de la carga axial que soportará, tanto para el estado de desplazamiento cero como para el desplazamiento máximo. Los parámetros usados para el cálculo del diámetro, son asumidos en la fase de diseño, estos podrán ser modificados por el fabricante, con el requisito de hacerse cumplir con las propiedades dinámicas del aislador.

El diámetro asumido después de las iteraciones realizadas es:

$$D=90 \text{ cm}$$

ALTURA

El aislador sísmico, de tipo elastomérico, presenta capas de caucho con acero, intercalados, como se presento en imágenes anteriores. Para el cálculo de las propiedades dinámicas del aislador se hace uso de la altura solo del caucho. Este valor es referencial, y podrá ser modificado por el fabricante con el requisito de hacerse cumplir las propiedades dinámicas del aislador.

La altura asumida después de las iteraciones realizadas es:

$$h_c= 25 \text{ cm, solo caucho.}$$

DIÁMETRO DE PLOMO

El diámetro de plomo aporta amortiguamiento y rigidez al aislador y a todo el sistema de aislamiento, permitiendo así el retorno de la estructura a su estado normal después de un evento sísmico. Este parámetro varía de acuerdo a las propiedades dinámicas a las que se deseen llegar.

El diámetro de plomo asumido para el aislador después de las iteraciones realizadas es:

$$D_p=14 \text{ cm.}$$

Propiedades dinámicas:

AISLADORES

Las propiedades dinámicas del aislador se pueden mostrar en el grafico de comportamiento debido a fuerza-desplazamiento (fig. 05)

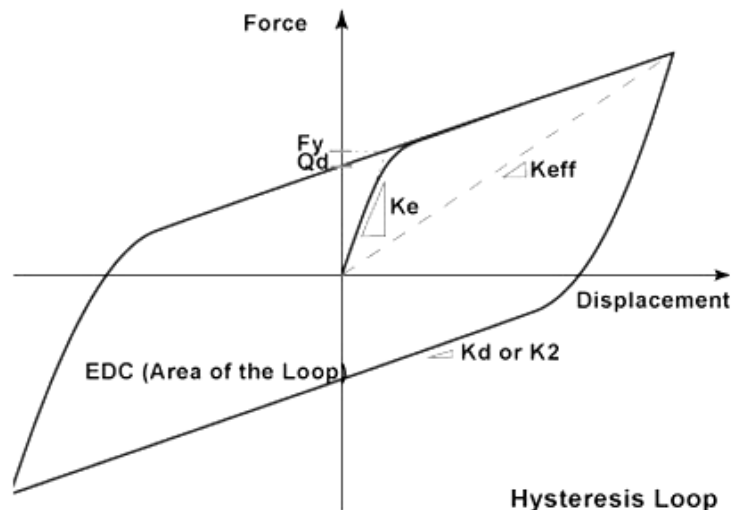


Fig. 05 Loop Histeretico del comportamiento del aislador sísmico.

RIGIDEZ POS-FLUENCIA (K_d)

Rigidez que aporta el caucho del aislador, presente para desplazamientos mayores a D_y (desplazamiento de fluencia).

$$K_d = \frac{G * A_e}{hc}$$

Donde:

K_d : Rigidez pos-fluencia.

G : Modulo de corte, puede variar entre 115-130 psi.

A_e : Área en planta del caucho.

hc : Altura total del caucho.

Obteniéndose:

$$K_d = 98.19 \text{ tn/m}$$

RIGIDEZ INICIAL (K_e)

Rigidez presente para desplazamiento menores al de fluencia (D_y)

$$K_e = 10 * K_d$$

$$K_e = 981.9 \text{ tn/m}$$

FUERZA DE HISTERESIS (Q_d)

Fuerza que interseca a la curva del loop histeretico al eje de ordenadas.

$$Q_d = \sigma_y * A_p$$

Donde:

Q_d : Fuerza histeretica.

σ_y : Esfuerzo de fluencia del plomo, puede variar entre 670-1510 tn/m².

A_p : Área en planta del plomo.

Obteniéndose:

$$Q_d = 14.66 \text{ tn}$$

FUERZA DE FLUENCIA (F_y)

Fuerza máxima que presenta el aislador para un estado de rigidez inicial.

$$F_y = \frac{Q_d * K_s}{K_s - K_d}$$

Obteniéndose:

$$F_y = 16.40 \text{ tn}$$

DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA (Δ_y)

Desplazamiento máximo al estado de rigidez inicial.

$$\Delta_y = \frac{F_y}{K_s}$$

Obteniéndose:

$$\Delta_y = 0.016 \text{ m}$$

RIGIDEZ EFECTIVA (K_{eff})

Rigidez resultante para el loop histeretico.

$$K_{eff} = \frac{F_{max}}{\Delta} = \frac{Q_d + K_d * \Delta}{\Delta}$$

Donde:

F_{max} : Fuerza para el máximo desplazamiento.

Δ : Desplazamiento del sistema estructural que varía de acuerdo al sismo en análisis, toma valores para sismo de diseño y sismo máximo.

Obteniéndose:

$$K_{eff D} = 144.3 \text{ tn/m}$$

$$K_{eff M} = 126.5 \text{ tn/m}$$

ENERGIA DISIPADA POR CICLO (EDC)

Calculado como el área del loop histeretico, para el desplazamiento de diseño y máximo.

$$EDC = 4 * Q_d * (\Delta - \Delta_y)$$

Obteniéndose:

$$EDC_D = 17.73 \text{ tn.m}$$

$$EDC_M = 29.50 \text{ tn.m}$$

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Amortiguamiento del aislador sísmico, obtenido para sismo máximo y diseño.

$$\beta_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{EDC}{K_{eff} * \Delta^2} \right)$$

Obteniéndose:

$$\beta_{eff D} = 19\%$$

$$\beta_{effM} = 14\%$$

DESLIZADORES

Los deslizadores son elementos que acompañan el movimiento de los aisladores, de esta forma presentan el mismo desplazamiento, tanto para sismos máximo y de diseño. Su comportamiento depende de su coeficiente de fricción que presenta el material, en este caso acero y no caucho. No presenta rigidez secundaria, solo rigidez inicial y rigidez efectiva.

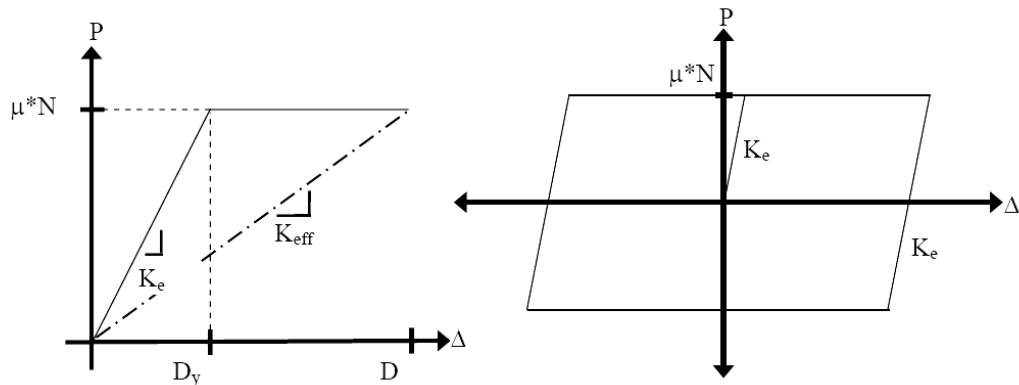


Fig. 06 Comportamiento dinámico del deslizador debido a cargas cíclicas.

1.1.1.1.1. RIGIDEZ INICIAL (Ke)

Rigidez inicial del deslizador, de igual valor al del aislador

$$K_e = 981.9 \text{ tn/m}$$

DESPLAZAMIENTO DE FLUENCIA (Δ_y)

Desplazamiento del deslizador hasta llegar a su máximo esfuerzo, con rigidez inicial Ke.

$$D_y = \frac{\mu * N}{K_e}$$

Donde:

μ : Coeficiente de fricción, tomándose un valor de 0.1

N : Fuerza normal en el deslizador.

Obteniéndose:

$$D_y = 0.0020 \text{ m}$$

RIGIDEZ EFECTIVA

Rigidez evaluada para sismo máximo y de diseño

$$K_{eff} = \frac{\mu * N}{\Delta}$$

$$K_{effD} = 11.1 \text{ tn/m}$$

$$K_{effM} = 6.8 \text{ tn/m}$$

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Amortiguamiento aportado al sistema de aislamiento, evaluado para sismo máximo y de diseño.

$$\beta_{eff} = \frac{2}{\pi} - \left(\frac{\mu * N}{\pi * \Delta * K_s} \right)$$

$$\beta_{effD} = 64\%$$

$$\beta_{effM} = 64\%$$

4.14 Propiedades dinámicas del sistema de aislamiento

Rigidez efectiva
Suma del aporte de cada elemento

$$\Sigma(K_{effD}) = 14504.6 \text{ tn.m}$$

AMORTIGUAMIENTO EFECTIVO

Cuenta el aporte de los elementos en amortiguamiento.

$$\beta_{effD} = \frac{1}{2\pi} \left(\frac{EDC_T}{\Sigma K_{effD} * \Delta^2} \right)$$

$$\beta_{effD} = 19.9\%$$

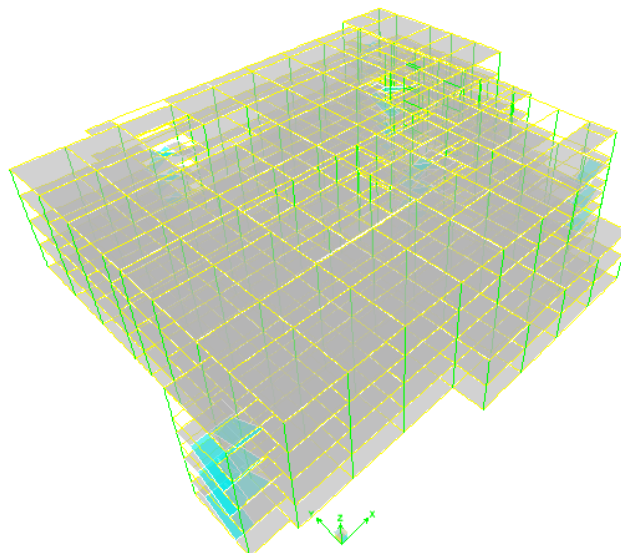
4.15 Análisis dinámico

4.15.1 Modo fundamental

Periodo fundamental, $T=2.30$ seg con desplazamiento predominante en X

Fig. 06 Modo fundamental con desplazamiento predominante en el eje X,
con $T=2.31$ seg.

Tomando los resultados del Análisis Dinámico obtenemos desplazamientos:



- Desplazamiento Total de Diseño (D_{TD}): D_{TD}= 28.0 cm
- Desplazamiento Máximo Total (D_{TM}): D_{TM}= 55 cm

El Desplazamiento Máximo Total (D_{TM}), será tomado como junta sísmica.

4.16 Propiedades dinámicas

Las propiedades dinámicas finales para los aisladores y deslizadores son las siguientes.

TIPO	CANTIDAD	CARGA PARA SISMO MÁXIMO (tn)	SISMO DE DISEÑO		SISMO MÁXIMO	
			Keff (tn.m)	B eff (%)	Keff (tn.m)	B eff (%)
AISLADOR	97	583	144.3	19.0	126.5	14.0
DESLIZADOR	21	286	11.1	64	6.8	63.2

Desplazamientos de entrepiso

PISO	DERIVA (‰)
4	2.48
3	2.97
2	3.41
1	3.22

Aceleraciones máximas

PISO	ACELERACION (g)
4	0.19
3	0.18
2	0.17
1	0.17

DISCUSIÓN

V. DISCUSIÓN

El objetivo de esta tesis fue realizar una evaluación del comportamiento estructural de un edificio convencional con respecto a un edificio aislado, utilizando dos tipos de aisladores sísmicos través de un análisis tiempo seguridad, para esto se evaluó los factores de desempeño, la deriva del edificio, la aceleración en el piso inferior y superior, la fuerza cortante y el desplazamiento en la base.

Para el en el factor desempeño de la estructura convencional en comparación con el sistema aislado se utilizó el aislador HDRB tiene una reducción de 75 %, asimismo con el aislador LRB, solo se redujo a un 65 %, esto se debe a las propiedades de diseño de cada aislador

El comportamiento de las fuerzas de corte obtenidas con el espectro de diseño Nch2745-2003 son mayores a las fuerzas de corte obtenidas con el espectro de la norma P.A Perú, las cuales a su vez son mayores a los obtenidos con el espectro denominado ASCE SEI7-10

Para el diseño de sistemas de aislamiento en el Perú con respecto al sistema convencional, es más apropiado trabajar con un espectro representado por dos ordenadas espectrales S_s para 0,2 seg y S_1 para 1,0 seg, de forma similar a las normas americanas. Esto se debe a que los factores de amplificación para considerar el efecto de la máxima dirección no son constantes en todo el rango de periodos.

CONCLUSIONES

VI. CONCLUSIONES

Según los resultados obtenidos con el diseño normativo sismo-resistente de un sistema dual y el modelo con aisladores elastoméricos de alto amortiguamiento (HDR) de un sistema aporticado.

Se puede concluir que: En el sistema aislado ocurren menores desplazamientos horizontales relativos de entrepiso, lo cual ayudará a un mejor comportamiento de la estructura. - Al utilizar los aisladores de base, se obtienen mayores periodos de la estructura, por lo tanto, menores aceleraciones y como consecuencia las fuerzas sísmicas disminuirán. Lo cual contribuirá a menores movimientos en el diseño.

Las fuerzas axiales máximas, disminuye en promedio la mitad aproximadamente, en el Sistema Aislado. - Las fuerzas cortantes máximas, disminuye un tercio aproximadamente, en el Sistema Aislado. - Los momentos flectores máximos, disminuye igualmente con respecto al Sistema Aislado.

El ahorro en un edificio con un sistema de aislamiento no puede ser medido objetivamente en su construcción, sino después de haber ocurrido el sismo, debido a que los daños en el sistema aislado serán mínimos respecto a una edificación con un Sistema Dual.

RECOMENDACIONES

VII. RECOMENDACIONES

Se debe tener cuidado en los detalles de los anclajes entre el aislamiento, la superestructura y la cimentación. Además, los elementos y conexiones flexibles deben estar diseñados para desarrollar desplazamientos según el máximo sismo esperado. Si esto no ocurriese, podría ocasionar el colapso de la estructura. Se debe realizar un análisis de factibilidad económica al construir un edificio aislado. Considerando investigaciones geológicas, riesgo sísmico, entre otros. Se debe ser minucioso al insertar los parámetros de los aisladores. Además de verificar la colocación de estos en la base de cada columna en el programa ETABS.

No se debe olvidar colocar las vigas de amarre en el programa de modelación estructural ETABS, en caso de no hacerlo, el aislador no se comportaría como debe. Se debe tener en cuenta que los aisladores tienen garantizados una vida útil de 50 años como mínimo. Luego, estos pueden ser removidos y cambiados sin interrumpir el funcionamiento del edificio.

En esta Tesis, hemos presentado solo un primer paso de lo que se viene dando como avance en el tema estructural en el Perú, se sugiere a futuras generaciones que sigan con la investigación del tema de aisladores, considerando por ejemplo, edificio con sótanos, otros tipos de aisladores, combinación de los tipos de aisladores, etc. Se sugiere realizar, para futuros ingenieros, un análisis cuantitativo de los costos indirectos como las pólizas de seguro y el costo de cese de operación de una estructura importante. Además de los costos de reparación que se generan post-sismo.

REFERENCIAS

VIII. REFERENCIAS

- RNE Reglamento Nacional de Edificaciones (2006) Norma Técnica de edificación E.030. Diseño Sismoresistente.
- FEMA (2009) FEMA P695: Recommended Methodology For Quantification Of Building System Performance And Response Parameters, Applied Technology Council, Redwood City.
- VILLAREAL Genner y OVIEDO Sarmiento (2008) Edificaciones con dispositivos pasivos de Disipación de energía. Primera edición.
- AMERICAN SOCIETY OF CIVIL ENGINEERS (ASCE) (2005) ASCE/SEI 7-10: Minimum Design Loads for Building and Other Structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- CDV REPRESENTACIONES (2012) Disipadores sísmicos. (<http://cdvrepresentaciones.com/disipadores-sísmicos/>)
- BLANCO BLASCO Antonio, CAPITULO DE INGENIERÍA CIVIL (1994-1995), LIBRO 2: Estructuración y Diseño de Edificaciones de Concreto Armado
- MORALES MORALES Roberto (2006), Diseño en Concreto Armado, Fondo Editorial del Instituto de la Construcción y Gerencia ICG
- American concrete institute (ACI)(2008). ACI 318-08 Requisitos de reglamento para concreto estructural y comentario. Estados Unidos.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA)(1997). Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings
- NEHRP. FEMA273-274. Washington, D.C.

ANEXOS

IX. ANEXOS